

# **Decken aus Elementplatten mit Stahlfaserortbetonergänzung**

Von der  
Fakultät Architektur, Bauingenieurwesen und Umweltwissenschaften  
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina  
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades einer  
**Doktor-Ingenieurin (Dr.-Ing.)**  
genehmigte

## **Dissertation**

von  
Dipl.-Ing. Anja Riese  
aus Neuwied

Eingereicht am 14.07.2006

Mündliche Prüfung am 03.11.2006

Berichterstatter Prof. Dr. Ing. Dr. Ing. E.h. Horst Falkner  
Prof. Dr. IR. Joost Walraven

2006



**Inhaltsverzeichnis**

<b>0</b>	<b>Bezeichnungen .....</b>	<b>5</b>
<b>1</b>	<b>Einleitung .....</b>	<b>8</b>
1.1	Ausgangslage .....	8
1.2	Ziel der Arbeit .....	9
1.3	Aufbau .....	10
1.4	Abgrenzungen und Annahmen .....	10
<b>2</b>	<b>Konstruktionsprinzip Elementdecken .....</b>	<b>11</b>
2.1	Konstruktionsprinzip und Herstellung herkömmlicher Elementdecken .....	11
2.2	Anwendungsbereiche .....	12
2.3	Bemessung und Bewehrung einachsig gespannter Elementdecken .....	12
2.3.1	Schnittgrößenermittlung .....	12
2.3.2	Nachweis der Tragfähigkeit (ULS) .....	13
2.3.3	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLS) .....	15
2.4	Montagezustand der Fertigplatten .....	15
2.5	Vorteile der herkömmlichen Elementdecke .....	17
<b>3</b>	<b>Elementplatten mit Stahlfaserortbetonergänzung (EMSO-Decke) .....</b>	<b>18</b>
3.1	Konstruktionsprinzip und Herstellung der EMSO-Decke .....	18
3.2	Erforderliche Untersuchungen zum Trag- und Gebrauchsverhalten .....	19
3.3	Wirtschaftliche Betrachtungen zur EMSO-Decke .....	21
<b>4</b>	<b>Stahlfaserbeton .....</b>	<b>24</b>
4.1	Einleitung .....	24
4.2	Stand der Normung .....	25
4.3	Frischbetoneigenschaften und Besonderheiten bei der Herstellung und Verarbeitung von Stahlfaserbeton .....	26
4.3.1	Faserzugabe .....	26
4.3.2	Verarbeitbarkeit .....	27
4.3.3	Güteüberwachung .....	27
4.4	Wirkungsweise der Fasern im erhärteten Stahlfaserbeton .....	28
4.5	Mechanische Eigenschaften von erhärtetem Stahlfaserbeton .....	31
4.5.1	Druckbeanspruchung .....	31
4.5.2	Zug- und Biegezugbeanspruchung .....	32
4.6	Berechnungsgrundlagen und Rechenansätze .....	36

4.6.1	Rechenansatz für den Druckspannungsbereich .....	36
4.6.2	Rechenansatz für die Biegebemessung .....	37
4.6.3	Querkraftbemessung .....	44
4.7	Anwendungsgebiete und Entwicklungstendenzen von Stahlfaserbeton .....	47
4.7.1	Einsatz von Stahlfaserbeton bei Plattensystemen .....	48
4.7.2	Weitere Entwicklungen .....	49
<b>5</b>	<b>Betonstahlbewehrung in der Elementplatte .....</b>	<b>51</b>
5.1	Spannungs-Dehnungs-Linie .....	51
5.2	Tension Stiffening (Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen) .....	52
<b>6</b>	<b>Nichtlineare Berechnung und Sicherheitskonzept .....</b>	<b>57</b>
6.1	Verfahren zur Schnittgrößenermittlung .....	57
6.1.1	Linear-elastische Schnittgrößenermittlung ohne Momentenumlagerung .....	58
6.1.2	Linear-elastische Schnittgrößenermittlung mit Momentenumlagerung .....	59
6.1.3	Nichtlineare Berechnungsverfahren .....	60
6.1.4	Verfahren nach der Plastizitätstheorie - Fließgelenkverfahren .....	61
6.2	Schnittgrößenermittlung bei Elementdecken .....	63
6.3	Rotationsfähigkeit .....	64
6.3.1	Grundbegriffe der Rotation .....	65
6.3.2	Rotationsfähigkeit am statisch unbestimmten System .....	66
6.4	Schnittgrößenumlagerung .....	68
6.5	Sicherheitskonzept .....	70
6.5.1	Allgemeines .....	70
6.5.2	Sicherheitskonzept mit globalem Sicherheitsbeiwert .....	71
6.5.3	Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten .....	72
6.6	Einwirkungen .....	74
6.6.1	Allgemeines .....	74
6.6.2	Einwirkungen bei einer Wohnhausdecke .....	76
<b>7</b>	<b>Versuche im anwendungsnahen Maßstab und erstmalige Anwendungen</b>	<b>78</b>
7.1	Versuchsprogramm .....	78
7.2	Messprogramm und Versuchsablauf .....	81
7.3	Herstellung der Versuchskörper .....	82
7.4	Materialien der Versuchskörper .....	83
7.4.1	Stahlfaserbeton .....	83
7.4.2	Beton der Elementplatten .....	86
7.4.3	Betonstahl der Elementplatten .....	86



7.5	Reihe A (Zweifeld-Plattenstreifen).....	88
7.5.1	Versuchsstand und Belastungseinrichtung.....	88
7.5.2	Versuchsergebnisse .....	89
7.6	Reihe B (Stützmomenten-Tragfähigkeit) .....	96
7.6.1	Versuchsstand und Belastungseinrichtung.....	96
7.6.2	Versuchsergebnisse .....	97
7.7	Reihe C (Feldmomenten-Tragfähigkeit) .....	100
7.7.1	Versuchsstand und Belastungseinrichtung.....	100
7.7.2	Versuchsergebnisse .....	102
7.8	Reihe D (Fugentragfähigkeit) .....	105
7.8.1	Versuchsstand und Belastungseinrichtung.....	105
7.8.2	Versuchsergebnisse .....	106
7.9	Reihe E (Dauerstandsverhalten) .....	109
7.9.1	Versuchsstand und Belastungseinrichtung.....	109
7.9.2	Versuchsergebnisse VK E 12/1 und VK E 12/2 (Dauerstandverhalten) .....	110
7.9.3	Versuchsergebnisse VK E 26/1 (Dauerstandsverhalten).....	112
7.9.4	Kriechfunktion .....	114
7.10	Reihe E (Bruchverhalten) .....	118
7.10.1	Versuchsstand und Belastungseinrichtung.....	118
7.10.2	Versuchsergebnisse VK E 12/1 und VK E 12/2 (Bruchverhalten) .....	119
7.10.3	Versuchsergebnisse VK E 26/1 (Bruchverhalten).....	120
7.11	Demonstrationsbau Wohnhaus Samlandweg, Wolfsburg .....	121
7.11.1	Allgemeines .....	121
7.11.2	Das Bauwerk .....	121
7.11.3	Baudurchführung .....	122
7.11.4	Eignungs- und Güteüberwachung .....	124
7.12	Weiterentwicklung: Elementplatten mit Stahlfaserortbetonergänzung mit Druckgurt .	126
7.12.1	Anwendung: iBMB-Konferenzraum als Verbunddecke aus Holzbalken und Elementplatte mit Stahlfaserortbeton.....	128
<b>8</b>	<b>Analyse des Trag- und Gebrauchsverhaltens.....</b>	<b>130</b>
8.1	Allgemeines .....	130
8.2	Erfahrungen mit Deckenplatten mit verringerter oder fehlender Stützbewehrung....	130
8.3	Verhalten der EMSO-Decke im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) .....	133
8.3.1	Biegetragverhalten.....	133
8.3.2	Querkrafttragverhalten .....	141
8.4	Verhalten der EMSO-Decke im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)....	145

8.4.1	Bestimmung von Rissbreiten am Biegebalken (statisch bestimmtes System) .....	145
8.4.2	Riss- und Durchbiegungsverhalten am Gesamtsystem .....	147
8.4.3	Berechnung der Rissbreite über Rotationswinkel am Gesamtsystem .....	148
8.4.4	Rissverhalten im Fugenbereich zwischen den Elementplatten .....	151
8.5	Berücksichtigung von Zwangwirkungen .....	152
8.5.1	Abfließen der Hydratationswärme .....	152
8.5.2	Zwang infolge Stützensenkung .....	152
8.6	Einfluss hoher Dauerlast auf gerissene Stahlfaserbetonquerschnitte .....	153
<b>9</b>	<b>Bemessungshilfsmittel und Nachweise für die EMSO-Decke .....</b>	<b>155</b>
9.1	Allgemeines .....	155
9.2	Bemessungshilfsmittel für den Nachweis der Biegetragfähigkeit (ULS) .....	157
9.2.1	Nachweis der Biegetragfähigkeit im Stützquerschnitt (ULS) .....	158
9.2.2	Nachweis der Biegetragfähigkeit im Feldquerschnitt (ULS) .....	162
9.3	Bemessungshilfsmittel für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit (ULS) .....	167
9.3.1	Nachweis der Zugstrebe .....	167
9.3.2	Nachweis der Druckstrebe .....	171
9.4	Nachweis der Mindestbewehrung .....	172
9.5	Nachweis der Scheibenwirkung .....	172
9.5.1	Ringankerausbildung .....	172
9.5.2	Nachweis der Tragfähigkeit innenliegender Zuganker .....	173
9.6	Querverteilung von Lasten .....	174
9.7	Indirekte Lagerung der Deckenplatte an Zwischenunterstützungen .....	177
9.8	Bemessungskonzept für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) .....	178
9.8.1	Begrenzung der Verformungen .....	179
9.8.2	Berücksichtigung des Herstellvorganges .....	181
9.8.3	Begrenzung der Rissbreiten .....	182
9.8.4	Ermittlung der Biegeschlankheit .....	182
9.8.5	Parameterstudie zur Ermittlung der Biegeschlankheiten .....	189
<b>10</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick .....</b>	<b>193</b>
10.1	Zusammenfassung .....	193
10.2	Ausblick .....	195
<b>11</b>	<b>Literatur .....</b>	<b>196</b>
<b>A</b>	<b>Anhang .....</b>	<b>A1</b>

## 0 Bezeichnungen

Die im Text verwendeten Bezeichnungen wurden in Anlehnung an die Nomenklatur der DIN 1045-1 [DIN 1045-1] bzw. des Eurocode 2 [EC2] sowie für den Faserbeton gemäß der Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [DAfStb1] verwendet. An dieser Stelle nicht erwähnte Bezeichnungen sind im Text erläutert. Bei unterschiedlicher Bedeutung gleichnamiger Variablen ist die Abschnittszugehörigkeit zu beachten.

### SI-Einheiten

Längen	[mm]; [m]
Querschnittsflächen	[mm <sup>2</sup> ]
Kräfte, Einwirkungen	[kN]; [kN/m]; [kN/m <sup>2</sup> ]
Momente	[kNm]
Spannungen	[N/mm <sup>2</sup> ] [=MN/m <sup>2</sup> ]
Festigkeiten	[N/mm <sup>2</sup> ] [=MN/m <sup>2</sup> ]
Wichte	[kN/m <sup>3</sup> ]

### Kurzformen

EMSO	<u>E</u> lement <u>p</u> latte mit <u>S</u> tahlfaser <u>r</u> tbetone <u>r</u> gänzung
SLS	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ( <u>S</u> erviceability <u>L</u> imit <u>S</u> tate )
ULS	Grenzzustand der Tragfähigkeit ( <u>U</u> ltimate <u>L</u> imit <u>S</u> tate )
UB	<u>u</u> n <u>b</u> ewehrter <u>B</u> eton (ohne Faserzusatz)
STB	<u>S</u> tah <u>b</u> eton/Normalbeton
SFB	<u>S</u> tahlfaser <u>b</u> eton
SFvSTB	<u>S</u> tahlfaser <u>v</u> er <u>s</u> tärkter <u>S</u> tah <u>b</u> eton (Kombination aus STB und SFB)
EP	<u>E</u> lement <u>p</u> latte
VK	<u>V</u> ersuchsk <u>k</u> örper
A <sub>s</sub> /a <sub>s</sub>	Bewehrung
PI	<u>P</u> lastisch
EI	<u>E</u> lastisch
NL	<u>N</u> icht – <u>L</u> inear
TS	<u>T</u> ension <u>S</u> tiffening
M	<u>M</u> attenbewehrung
S	<u>S</u> tabstahlbewehrung

### Große lateinische Buchstaben

A <sub>c</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	Gesamtfläche des Betonquerschnitts
A <sub>s</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	Querschnittsfläche des Betonstahls
A <sub>sw</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	Querschnittsfläche der Querkraft- und Torsionsbewehrung
C <sub>Ed</sub>	[kN]	Bemessungswert der Auflagerreaktion
D <sub>fl,i</sub>	[Nm]	maßgebendes Arbeitsvermögen für den Verformungsbereich i von Stahlfaserbeton
E <sub>c</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul für Normalbeton
E <sub>c0</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul des Beton als Tangente im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Linie nach 28 Tagen
E <sub>cm</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	mittlerer Elastizitätsmodul für Normalbeton
E <sub>d</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	Bemessungswert einer Beanspruchung, Schnittgröße, Spannung oder Verformung
E <sub>s</sub>	[N/mm <sup>2</sup> ]	Elastizitätsmodul für Betonstahl
F <sub>cd</sub>	[kN]	Bemessungswert der Betondruckkraft
F <sub>sd</sub>	[kN]	Bemessungswert der Zugkraft des Betonstahls
I <sub>c</sub>	[mm <sup>4</sup> ]	Trägheitsmoment des Betonquerschnitts
M <sub>Rd</sub>	[kNm]	Bemessungswert des aufnehmbaren Moments

## Bezeichnungen

$M_{Ed}/M_{Sd}$	[kNm]	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments (DIN 1045-1/EC2)
$N_{Rd}$	[kN]	Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft
$N_{Ed}/N_{Sd}$	[kN]	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (DIN 1045-1/EC2)
$N_{ud}$	[kN]	Bemessungswert der Grenztragfähigkeit des Querschnitts, der durch zentrischen Druck beansprucht wird
$R_d$	[kN]	Bemessungswert des Tragwiderstands
$V_f$	[mm <sup>3</sup> ]	Volumenanteil der Fasern des Stahlfaserbetons
$V_{Rd}$	[kN/m]	Querkrafttragwiderstand
$V_{Rd,c,p}$	[kN/m]	vom Querkraftbewehrungsgrad abhängiger Traganteil des Betons mit Querkraftbewehrung bei Stahlfaserbeton
$V_{Rd,ct}$	[kN/m]	Bemessungswert der ohne Querkraftbewehrung aufnehmbaren Querkraft
$V_{Rd,max}$	[kN/m]	Bemessungswert der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten aufnehmbaren Querkraft
$V_{Rd,sy}$	[kN/m]	Bemessungswert der durch die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung begrenzten aufnehmbaren Querkraft
$V_{Ed}$	[kN/m]	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

## Kleine lateinische Buchstaben

$c_{min}$	[cm]	Mindestbetondeckung
$c_{nom}$	[cm]	Nennmaß der Betondeckung
$c_v$	[cm]	Verlegemaß der Betondeckung der Bewehrung
$\Delta c$	[cm]	Vorhaltemaß der Betondeckung für unplanmäßige Abweichungen
$d$	[m]	statische Nutzhöhe
$d_{eq}$	[mm]	äquivalenter Faserdurchmesser
$d_f$	[mm]	Faserdurchmesser
$d_{br}$	[mm]	Biegerolldurchmesser
$d_g$	[mm]	Größtkorndurchmesser der Gesteinskörnung
$d_s$	[mm]	Stabdurchmesser der Betonstahlbewehrung
$f$	[mm]	Durchbiegung
$f$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Gleichlast
$f_{0,2k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristischer Wert der 0,2%-Dehngrenze des Betonstahls
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Bemessungswert der einaxialen Festigkeit des Betons
$f_{ck,zyl}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen; zur Vereinfachung in dieser Norm mit $f_{ck}$ bezeichnet
$f_{ck,cube}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
$f_{cm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{ct}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	zentrische Zugfestigkeit des Betons
$f_{ctk;0,05}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristischer Wert des 5%-Quantils der zentrischen Betonzugfestigkeit
$f_{ctk;0,95}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristischer Wert des 95%-Quantils der zentrischen Betonzugfestigkeit
$f_{ct,sp}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Spaltzugfestigkeit des Betons; in DIN EN 206-1 mit $f_{tk}$ bezeichnet
$f_{ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$f_{cR}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	rechnerischer Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung
$f_{eq}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	äquivalente Biegezugfestigkeit von Stahlfaserbeton
$f_{eq,ct}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	äquivalente Zugfestigkeit von Stahlfaserbeton
$f_{eq,ctm}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	mittlere äquivalente Zugfestigkeit von Stahlfaserbeton
$f_{eq,i}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Einzelwert der äquivalenten Biegezugfestigkeit der Prüfkörper der Serie für den Verformungsbereich i von Stahlfaserbeton
$f_{eqm,i}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Mindestwert der mittleren äquivalenten Biegezugfestigkeit für den Verformungsbereich i von Stahlfaserbeton
$f_{eqms,i}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	mittlere äquivalente Biegezugfestigkeit der Serie für den Verformungsbereich i von Stahlfaserbeton
$f_{ct,fl}^f$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Einzelwert der Biegezugfestigkeit der Prüfkörper der Serie bei Stahlfaserbeton
$f_{ctm,fl}^f$	[N/mm <sup>2</sup> ]	mittlere Biegezugfestigkeit von Stahlfaserbeton
$f_{ctms,fl}^f$	[N/mm <sup>2</sup> ]	mittlere Biegezugfestigkeit der Serie bei Stahlfaserbeton
$f_{ctk}^f$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristischer Wert der zentrischen Zugfestigkeit von Stahlfaserbeton
$f_{ctk,fl}^f$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristischer Wert der Biegezugfestigkeit von Stahlfaserbeton
$f_{tk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls
$f_{tk,cal}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Betonstahls für die Bemessung

$f_{tR}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	rechnerischer Mittelwert der Zugfestigkeit des Betonstahls bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung
$f_{yd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_{yR}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	rechnerischer Mittelwert der Streckgrenze des Betonstahls bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung
$h$	[m]	Bauteilhöhe, Dicke
$h_{ges}$	[m]	Gesamthöhe
$h_{red}$	[m]	reduzierte Höhe
$l_0$	[m]	wirksame Stützweite; Ersatzlänge bei Druckgliedern
$l_b$	[mm]	Grundmaß der Verankerungslänge des Betonstahls
$l_{b,net}$	[mm]	Verankerungslänge des Betonstahls
$l_{eff}$	[m]	effektive Stützweite
$l_f$	[mm]	Faserlänge
$l_n$	[m]	Lichte Stützweite
$l_s$	[mm]	erforderliche Übergreifungslänge
$n_f$	[-]	Faseranzahl
$m_f$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Masse der Fasern bei Stahlfaserbeton
$q$	[kN/m <sup>2</sup> ]	Gleichlast
$(1/r)$	[1/m]	Krümmung
$s_0$	[mm]	Randabstand der Bewehrung
$s_w$	[m]	Abstand der Querkraft- oder Torsionsbewehrung in Bauteillängsrichtung
$w$	[mm]	Rissbreite
$w_k$	[mm]	Rechenwert der Rissbreite
$x_d$	[m]	Druckzonenhöhe nach der Umlagerung der Schnittgrößen
$z$	[m]	Hebelarm der inneren Kräfte

## Griechische Buchstaben

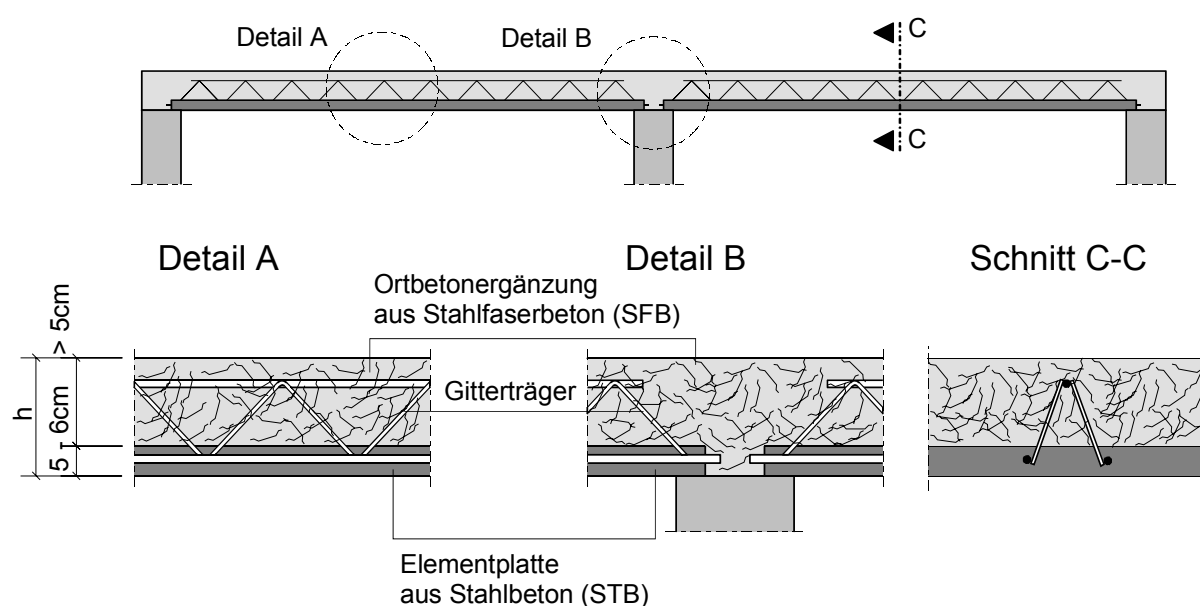
$\alpha_e$	[-]	Verhältnis der Elastizitätsmoduln von Betonstahl und Beton
$\gamma_c$	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
$\gamma_F$	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen F
$\gamma_G$	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für eine ständige Einwirkung
$\gamma_Q$	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für eine veränderliche Einwirkung
$\gamma_R$	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für den Systemwiderstand bei nichtlinearen Verfahren der Schnittgrößenermittlung
$\gamma_s$	[-]	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl und Spannstahl
$\delta_i$	[mm]	Durchbiegung im Biegezugversuch für den Verformungsbereich i von Stahlfaserbeton
$\varepsilon_c$	[‰]	Dehnung des Betons
$\varepsilon_s$	[‰]	Dehnung des Betonstahls
$\varepsilon_{su}$	[‰]	rechnerische Bruchdehnung des Betonstahls
$\varepsilon_{yd}$	[‰]	Bemessungswert der Dehnung des Betonstahls an der Streckgrenze
$\theta_E$	[mrad]	vorhandene plastische Rotation
$\theta_{pl,d}$	[mrad]	Bemessungswert der zulässigen plastischen Rotation
$\rho_{w,c}$	[-]	äquivalenter Querkraftbewehrungsgrad des Stahlfaserbetons
$\rho_l$	[-]	geometrisches Bewehrungsverhältnis der Längsbewehrung
$\rho_w$	[-]	geometrisches Bewehrungsverhältnis der Querkraft- und Torsionsbewehrung
$\rho_w^V$	[-]	Gesamtquerkraftbewehrungsgrad von Stahlfaserbeton
$\rho_{w,y}$	[-]	Querkraftbewehrungsgrad des Stahlbetons bei Stahlfaserbeton
$\sigma_c$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Spannung im Beton
$\sigma_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	Spannung im Betonstahl

# 1 Einleitung

## 1.1 Ausgangslage

Elementplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht, auch Elementdecke oder Teilfertigdecke genannt, haben sich seit der Einführung vor 40 Jahren vor allem im Wohnungsbau zum bestimmenden Deckensystem entwickelt. Der Marktanteil entspricht derzeit 70% aller Geschossdecken [FDU1]. Diesen hohen Anteil verdankt das System der Wirtschaftlichkeit, den konstruktiven Möglichkeiten sowie den vielfältigen Anwendungsbereichen.

Am Fachgebiet Massivbau des Instituts für Massivbau, Baustoffe und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig wurde durch die Verwendung von Stahlfaserbeton (SFB) dieses Deckensystem weiterentwickelt. Ziel dabei war, Verlegearbeiten von Betonstahl auf der Baustelle unnötig zu machen, so dass eine „bewehrungslose Baustelle“ entsteht. Das hier vorgestellte Deckensystem „Elementplatten mit Stahlfaserortbetonergänzung“ (EMSO) besteht aus herkömmlichen, im Werk vorgefertigten, Elementplatten aus Stahlbeton (STB) mit bereits eingebauten Gitterträgern, sowie einer statisch mitwirkenden Ortbetonergänzung aus Stahlfaserbeton (SFB). Es wird auch bei durchlaufenden einachsig gespannten Deckensystemen keine obere Betonstahlbewehrung angeordnet (Bild 1-1). Außerdem soll ferner auf die sonst erforderliche obere konstruktive Bewehrung, wie z.B. Stütz-, Abreiß- und Zusatzbewehrung aus Betonstahl, verzichtet werden.



*Bild 1-1: Decke aus Elementplatten mit Stahlfaserortbetonergänzung (EMSO)*

Da es zur Zeit in Deutschland kein allgemein gültiges Regelwerk bzw. eine Norm für die Bemessung von Stahlfaserbeton von tragenden Bauteilen gibt, ist eine Zustimmung im Einzelfall oder eine bauaufsichtliche Zulassung durch das Deutsche Institut für Bautechnik erforderlich. So wurde für den ausgeführten und vom iBMB betreuten Neubau eines Wohnhauses, bei dem erstmalig das Deckensystem EMSO zur Anwendung kam, eine Zustimmung im Einzelfall erwirkt. Außerdem hat eine Fertigteilfirma eine bauaufsichtliche Zulassung für das Deckensystem am Deutschen Institut für Bautechnik beantragt [Ries1]. Als Grundlage hierfür dienten am iBMB durchgeführte Versuche im anwendungsnahen Maßstab und rechnerische Nachweise zum Trag- und Gebrauchsverhalten [Ries2], [Ries3], [Ries4].

## **1.2 Ziel der Arbeit**

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, das Trag- und Gebrauchsverhalten von Elementdecken mit Stahlfaserortbetonergänzung (EMSO-Decke) zu untersuchen.

Es ist zu klären, wie sich der Einsatz von Stahlfaserbeton als statisch mitwirkende Ortbetonergänzung statt herkömmlicher Betonstahlbewehrung im Vergleich zur konventionellen Elementdecke in Konstruktion, Bauteilverhalten und Bemessung unterscheidet.

Durch die Verwendung von Stahlfaserbeton kommt es zu größeren Umlagerungen vom Stütz- zum Feldquerschnitt als bei einer Bemessung für eine konventionelle Elementdecke nach linear-elastischer Theorie (auch mit Ansatz einer Momentenumlagerung). Nachdem die Momententragfähigkeit  $M_{\text{SFB}}$  des Stützquerschnitts (nur Stahlfaserbeton) erreicht ist und sich dort ein plastisches Gelenk infolge Rissbildung ausgebildet hat, wird durch Umlagerung der Schnittgrößen auf den Feldquerschnitt (Elementplatte aus Stahlbeton und Stahlfaseraufbeton) die Systemtragfähigkeit aktiviert. Es tritt daher kein Versagen ohne Vorankündigung auf. Auf eine Mindestbewehrung zur Aufnahme des Rissmomentes nach DIN 1045-1 [DIN 1045-1] kann im Stützquerschnitt verzichtet werden. Des Weiteren kann durch die Aktivierung des Stahlfaserbetons oberhalb der Elementplatte im Feldquerschnitt die statisch erforderliche Bewehrung (nach Momentenumlagerung) reduziert werden.

Das Ziel des neuen Deckensystems EMSO, die "bewehrungslose Baustelle", bewirkt Vorteile im Planungs- und Bauprozess, welche insgesamt zu einer wirtschaftlicheren

Bauweise führen sollen. Die Erarbeitung von Bemessungshilfsmitteln soll die Anwendung erleichtern.

### **1.3 Aufbau**

Im ersten Teil der Arbeit werden die theoretischen Grundlagen zu Konstruktion und Tragverhalten von konventionellen Elementdecken (Kapitel 2) dargestellt. In Kapitel 3 wird das Konstruktionsprinzip und die Herstellung des neuen Deckensystems EMSO erläutert. Es folgt eine Beschreibung der verwendeten Materialien Stahlfaserbeton (Kapitel 4) und Stahlbeton (Kapitel 5) und die Darstellung der Berechnungsgrundlagen hierfür. Ein weiterer Schwerpunkt ist die Erläuterung nichtlinearer Berechnungsverfahren und des für die Bemessung relevanten Sicherheitskonzepts (Kapitel 6).

Im zweiten Teil der Arbeit wird auf Grundlage der durchgeführten Versuche im anwendungsnahen Maßstab (Kapitel 7) das Trag- und Gebrauchsverhalten des Systems analysiert (Kapitel 8). Es wird weiterhin über Erfahrungen der erstmaligen Anwendungen berichtet.

Abschließend werden Bemessungshilfsmittel für die Dimensionierung der Elementdecken erarbeitet (Kapitel 9), wobei weitestgehend der Entwurf der Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [DAfStb1] als Grundlage herangezogen wird.

### **1.4 Abgrenzungen und Annahmen**

Als Basis für die Arbeit hinsichtlich des Werkstoffverhaltens von Stahlbeton und Stahlfaserbeton dient der jetzige „Stand der Technik“. Die Untersuchungen befassen sich im Wesentlichen mit dem häufigsten Anwendungsfall im Wohnungsbau, der einachsigt gespannten Durchlaufplatte.

Das tatsächliche Tragverhalten einer Stahlbeton bzw. Stahlfaserbetonkonstruktion kann nur näherungsweise mit Hilfe vereinfachender Annahmen hinsichtlich der Materialgesetze und der statischen Systeme erfasst werden. Die wichtigsten Annahmen und Voraussetzungen werden in den entsprechenden Kapiteln erläutert.

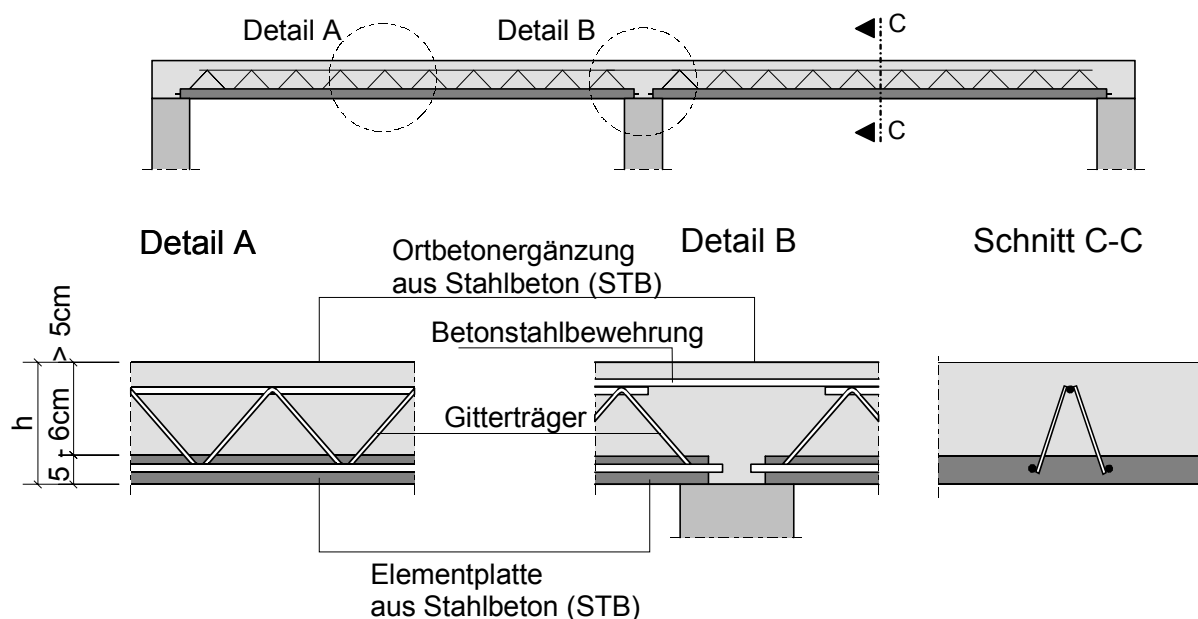


## 2 Konstruktionsprinzip Elementdecken

In diesem Kapitel wird zunächst das Konstruktionsprinzip und die Herstellung herkömmlicher Elementdecken beschrieben. In Kapitel 3 wird das neue Deckensystem EMSO dargestellt. Es wird erläutert, welche Änderungen sich bezüglich der herkömmlichen Konstruktion durch die Anwendung von Stahlfaser-Aufbeton anstatt Bewehrung in der Planung und Ausführung ergeben. Ausserdem folgt eine Beschreibung der erforderlichen Untersuchungen zur Verifizierung des Deckensystems.

### 2.1 Konstruktionsprinzip und Herstellung herkömmlicher Elementdecken

Die herkömmlichen Elementdecken bestehen aus vorgefertigten Elementplatten und einer statisch mitwirkenden Ortbetonerfüllung (Bild 2-1). Die Dicke der Elementplatte ist i. A. abhängig von der Stützweite. Für übliche Stützweiten von etwa 4,00 m beträgt die Dicke etwa 5-6 cm. Die Dicke der Ortbetonerfüllung ist abhängig von den statischen Erfordernissen und beträgt mindestens 5 cm. Die Platten weisen aus Transportgründen maximale Breiten bis 2,20 m und maximale Längen bis zu 12,00 m auf.



*Bild 2-1: Decke aus Elementplatten mit Ortbetonerfüllung und oben verlegter Betonstahlbewehrung*

Zunächst werden die Elementplatten mit der statisch erforderlichen Feldbewehrung aus Betonstahl und den fachwerkartigen Gitterträgern im Fertigteilwerk hergestellt. Die vorhandenen Untergurtstäbe der Gitterträger aus Betonstahl werden auf die eingelegte Feldbewehrung mit angerechnet. Außerdem haben die Untergurtstäbe die

Aufgabe, die Platten für den Transport sowie für Montage- und Bauzustände auszusteuern.

Nach dem Verlegen der Platten muss die obere Bewehrung aus Betonstahl gemäß gesondertem Bewehrungsplan verlegt werden. Hierzu zählt vor allem die erforderliche Stützbewehrung aber auch konstruktive Zulagebewehrung, wie z.B. Abreiß- und Stoßfugenbewehrung (Bild 2-2), und die Randbewehrung freier ungestützter Ränder. Nach Abnahme der Bewehrung durch den Prüfenieur wird anschließend der Ort beton bis zur erforderlichen Deckenhöhe eingebracht.

Elementplatte und Ort beton stellen ein Verbundbauteil dar. Der Verbund wird durch die raue Oberfläche der Elementplatte und die dort angeordneten Gitterträger erreicht. Die fertig betonierte Decke wirkt als monolithische Stahlbetonplatte und ist nach DIN 1045-1, Abschnitt 13.4.3 [DIN1045-1], als eine „nachträglich mit Ort beton ergänzte Fertigplatte“ einzuordnen. Sie entspricht also der Norm und bedarf keiner bauaufsichtlichen Zulassung. Betonstahl und Gitterträger benötigen allerdings allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen.

## **2.2 Anwendungsbereiche**

Anwendung findet die Elementdecke in allen Gebieten des Massivplattenbaus. Mittlerweile sowohl bei einachsig als auch bei zweiachsig gespannten Decken. Auch bei der Ausführung von Flachdecken, sowie im Stahlverbundbau und auch unter dynamischen Belastungen, wie z.B. im Brückenbau oder in Werkstätten und Fabriken mit schwerem Betrieb, wird die Elementdecke eingesetzt [Land1].

## **2.3 Bemessung und Bewehrung einachsig gespannter Elementdecken**

### **2.3.1 Schnittgrößenermittlung**

Die Schnittgrößen für einachsig gespannte Elementdecken können wie für reine Vollplatten aus Ort beton berechnet werden, wenn

- die Schubkraftübertragung in der Fuge zwischen Fertigteilplatte und Ort beton nachgewiesen wird (DIN 1045-1, Abschnitt 10.3.6) und
- die Konstruktionsregeln nach DIN 1045-1, Abschnitt 13.4.3, eingehalten werden.

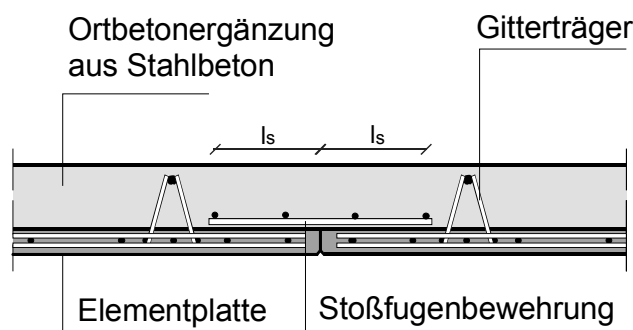
Grundsätzlich sind die in der DIN 1045-1, Abschnitt 8, aufgeführten Verfahren zur Schnittgrößenermittlung anwendbar. Für Elementdecken ist die linear-elastische Berechnung ohne bzw. mit Momentenumlagerung am geeignetsten (vgl. Erläuterungen hierzu im Kapitel 6.2).

### 2.3.2 Nachweis der Tragfähigkeit (ULS)

Auch für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) dürfen die Elementdecken, sowohl für Biegung als auch für Querkraft, wie Ort betonplatten bemessen werden, wenn oben genannte Bedingung nach DIN 1045-1, Abschnitt 10.3.6 (Schubkraftübertragung), eingehalten wird.

#### Biegung

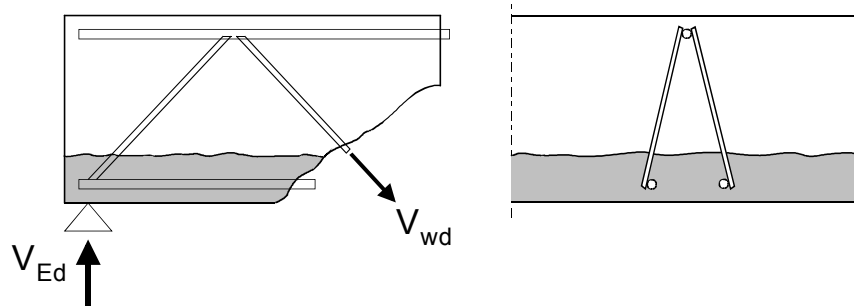
Die Elementdecke erhält die aus der Biegebemessung statisch erforderliche Bewehrung, wobei die in der Elementplatte verlegte Feldbewehrung aus den Untergurtstäben der Gitterträger und den Zulagestäben besteht. Die nach DIN 1045-1 anzuordnende Querbewehrung ist über der Plattenfuge mit Zulagen im Ort beton zu stoßen (siehe Stoßfugenbewehrung Bild 2-2).



*Bild 2-2: Erforderliche Stoßfugenbewehrung bei einer Elementdecke*

#### Querkraft

Für die Querkraftbemessung von Elementdecken gelten die gleichen Regeln wie für Vollplatten aus Ort beton, wenn die Schubkraft in der Verbundfuge zwischen Elementplatte und Ort beton aufgenommen werden kann.



*Bild 2-3: Gitterträger als Verbund- und Querkraftbewehrung*

Die aufgebogenen Schrägstäbe der Gitterträger (Diagonalen) sind nach den Zulassungen wie aufgebogene Längsstäbe zu behandeln und können als Verbund- und Querkraftbewehrung  $V_{wd}$  angesetzt werden (Bild 2-3).

### Konstruktive Bewehrungen

Es sind folgende konstruktive obere Bewehrungen nach den Konstruktionsregeln für einachsig gespannte Platten nach DIN 1045-1, Abschnitt 13 zu beachten:

- Konstruktive Einspannbewehrung: eine teilweise, nicht berücksichtigte End-einspannung sollte für mindestens 25% des maximalen Feldmomentes bemessen werden, anzuordnen auf der 0,25fachen Feldlänge (Bild 2-4)
- Randeinfassung: als Längs- und Querbewehrung an freien ungestützten Rändern anzuordnen (Bild 2-5)
- Mindestbewehrung: zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens ist eine Mindestbewehrung zur Aufnahme des Rissmomentes vorzusehen mit

$$M_{As,min} = M_{cr} = (f_{ctm} + N/A_c) \cdot W_c \quad (\text{Gl. 2-1})$$

Bei Platten, die auf vier Seiten aufliegen, sollte eine Drillbewehrung in Größe etwa gleich der Feldbewehrung angeordnet werden

Außerdem sind grundsätzlich die Bewehrungsregeln nach DIN 1045-1, Abschnitt 12, zu berücksichtigen.

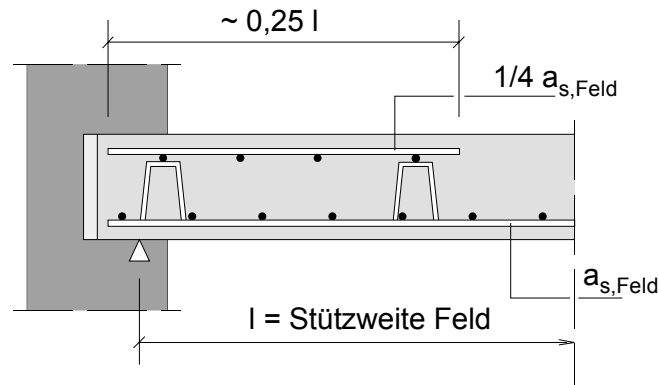


Bild 2-4: Konstruktive Einspannbewehrung

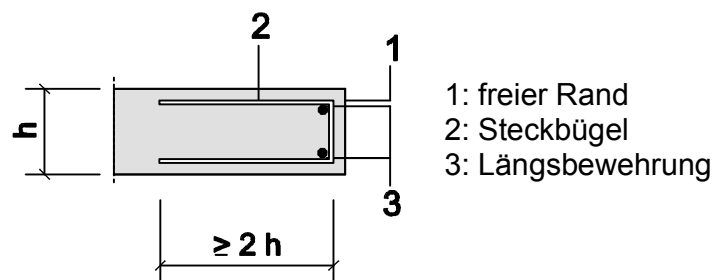


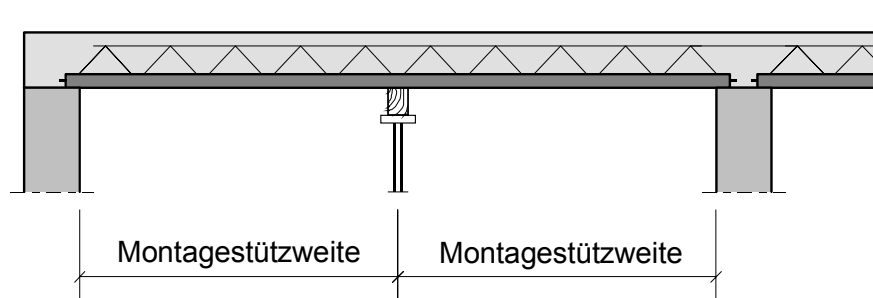
Bild 2-5: Randeinfassung

### 2.3.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit zur Begrenzung der Rissbreiten und der Verformungen können wie für Ortbetonplatten durchgeführt werden.

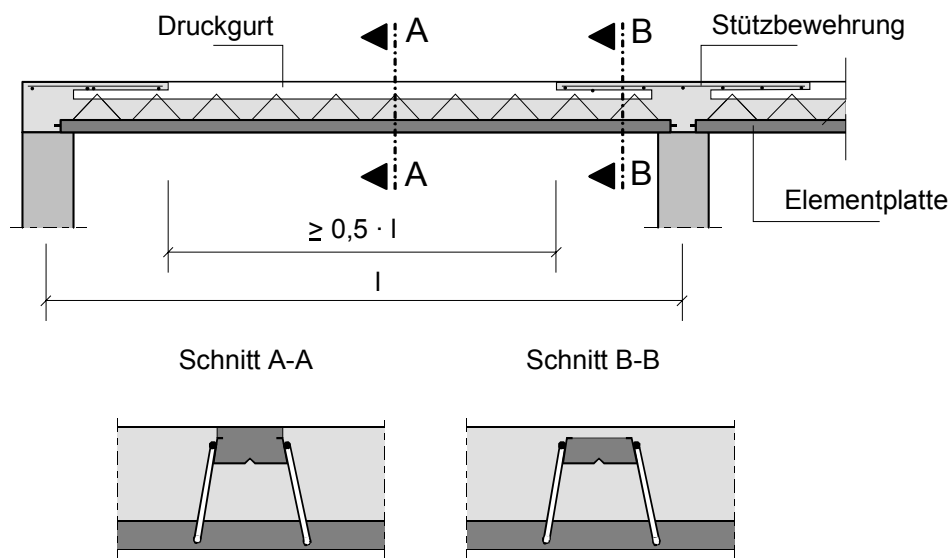
## 2.4 Montagezustand der Fertigplatten

Die Elementplatten werden vor Ort mit dem Kran gemäß Verlegeplan eingebaut. Da die Tragfähigkeit von Elementplatten im Montagezustand für die Deckenstützweite nicht ausreichend groß ist, sind in Abhängigkeit von der Stützweite Montageunterstützungen bzw. Joche erforderlich (Bild 2-6). Selbst wenn die Tragfähigkeit durch die Variation von Gitterträgerabständen mit verschiedenen Obergurten vergrößert wird, sind bei größeren Montagestützweiten die Durchbiegungsbeschränkungen nicht mehr einzuhalten. Die Durchbiegungen werden in den Zulassungen für Elementplatten auf Werte von Montagestützweiten/500 bzw. maximal 1,0 cm begrenzt. So kann eine 18 cm dicke Decke bis zu einer Spannweite von 4,11 m unterstützungsfrei verlegt werden [Fili1]. Eine solche Ausführung ist im Standardfall auch die wirtschaftlichste Lösung [Furc1].



*Bild 2-6: Filigranträger mit Montageunterstützung*

Will man Elementdecken ohne jede Montageunterstützung überspannen, besteht z.B. die Möglichkeit, den sonst stabförmigen Obergurt des Gitterträgers durch ein U-förmiges knickstabiles Stahlblechprofil zu ersetzen, das gleichzeitig mit der Elementplatte ausbetoniert wird. (System Montaquick [Kais1]). Es können unterstützungsfreie Montagen bis ca. 5,0 m Deckenstützweite erreicht werden. Diese Ausführung (Bild 2-7) kann z.B. bei Gebäuden mit vielen Geschossen wirtschaftlich sein, wenn der Mehrpreis des Gitterträgers geringer ist als die Kosten für die Montageunterstützung. Die für den Montagezustand zulässigen Biegemomente und Querkräfte sind in den jeweiligen Zulassungen für Gitterträger festgelegt [Fili1], [Kais1].



*Bild 2-7: System Montaquick: Gitterträger für montagesteife Elementplatten nach [Kais1]*

Eine weitere Möglichkeit Montagestützweiten zu erhöhen besteht darin, die Fertigteilplatten mit Betonstegen, so genannten Höckern, auszuführen. Dabei werden die Höcker zwischen zwei Gitterträgern ausbetoniert und bilden somit den Druckgurt [Furc1].

## 2.5 Vorteile der herkömmlichen Elementdecke

Die Vorteile der herkömmlichen Elementdecke gegenüber einer Ortbetondecke bestehen darin, dass vor Ort keine Schalung mehr notwendig ist. Es entfällt das Einschalen, Ausschalen und Transportieren der Schalung. Auch das Vorhalten, Schneiden und Verlegen zumindest der unteren Bewehrung entfällt. Ferner kommt hinzu, dass auf das Verputzen der Deckenunterseite verzichtet werden kann, da die Deckenunterseiten mit einer hohen Oberflächenqualität auf die Baustelle geliefert werden. Ein Nacharbeiten auf der Baustelle ist nicht erforderlich.

Elementplatten können in beliebigen Grundrissformen mit Schrägschnitten und Aussparungen hergestellt werden, so dass alle architektonischen Gestaltungsmöglichkeiten realisiert werden können. Die Herstellung der Elementplatten erfolgt in modernen Werken in einem rechnergesteuerten und wetterunabhängigen Prozess. Die Möglichkeit fehlerhafter Bauausführungen wird dadurch drastisch reduziert. Darüber hinaus werden gegenüber einer Ausführung als Ortbetondecke erhebliche Bauzeitenverkürzungen erreicht, was zu einer nachhaltigen Kostenreduzierung führt. Bei einer Deckenhöhe von 18 cm und einer Deckenfläche von 100 m<sup>2</sup> errechnet *Faoro* in [Faor1] eine Kostenreduzierung von 30 % gegenüber einer Ortbetondecke.

### 3 Elementplatten mit Stahlfaserortbetonergänzung (EMSO-Decke)

Nachfolgend soll das Konstruktionsprinzip des neuen Deckensystems EMSO vorgestellt werden. Ziel des neuen Bauverfahrens ist es, durch die kombinierte Anwendung von Fertigteilen und Stahlfaserortbeton auf Bewehrungsarbeiten auf der Baustelle vollständig zu verzichten und somit Bauzeit und Baukosten zu optimieren.

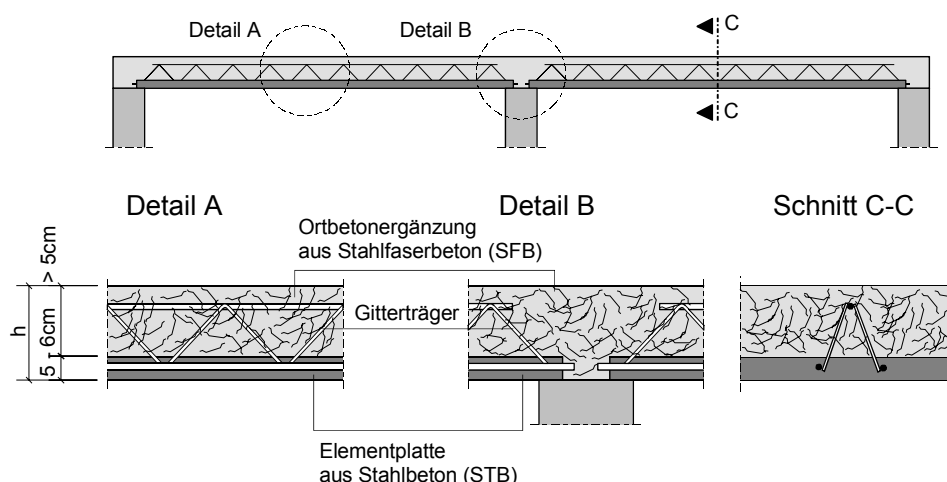
Die Biege- und Zugtragfähigkeit des Stahlfaserbetons soll überall dort Betonstahlbewehrung ersetzen, wo dies technisch möglich und sinnvoll ist. So soll auch bei durchlaufenden Deckensystemen keine obere Bewehrung aus Betonstahl im Stützbereich angeordnet werden. Außerdem sollen durch den Einsatz von Stahlfaserbeton die sonst erforderlichen oberen Stütz-, Abreiß- und Zusatzbewehrungen aus Betonstahl ersetzt werden.

Durch den Ersatz von Betonstahlbewehrung durch Stahlfaserbeton entstehen im Vergleich zur herkömmlichen Elementdecke Unterschiede im Trag- und Gebrauchsverhalten der Decke. Die hierzu durchgeführten Untersuchungen werden im Kapitel 3.2 aufgeführt.

Welche wirtschaftlichen Vorteile durch den Einsatz von Stahlfaserbeton zu erwarten sind, wird in Kapitel 3.3 erläutert.

#### 3.1 Konstruktionsprinzip und Herstellung der EMSO-Decke

Das Deckensystem EMSO besteht aus einer vorgefertigten Elementplatte und einer Ortbetonergänzung aus Stahlfaserbeton, welche auch bei durchlaufenden Platten die obere Betonstahlbewehrung ersetzt.

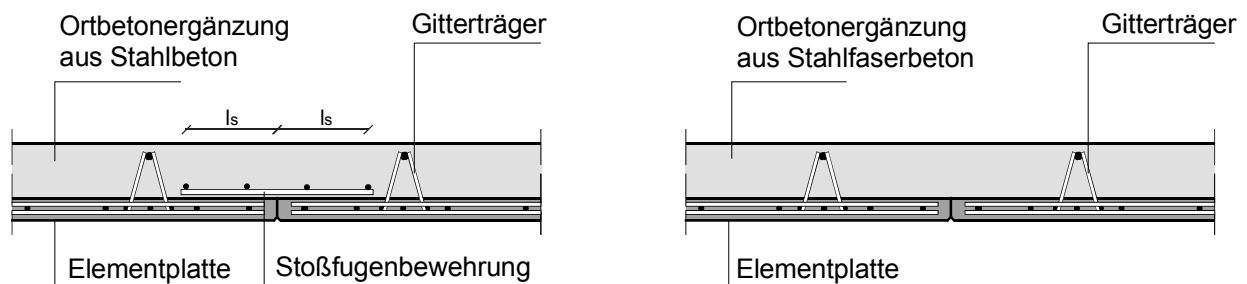


*Bild 3-1: Decke aus Elementplatten mit Stahlfaserortbetonergänzung (EMSO)*



Zunächst werden die Elementplatten, wie bei herkömmlichen Elementdecken in Kapitel 2 beschrieben, hergestellt und auf der Baustelle montiert. Vor Ort wird dann der Stahlfaserbeton eingebracht. Herstellung und Verarbeitung sind in Kapitel 4 beschrieben.

Bild 3-1 zeigt das Konstruktionsprinzip der Decke beispielhaft an einem Zweifeldträger. Im Bereich des Mittelaufagers, Detail B, ist keine obere Betonstahlbewehrung angeordnet. Hier sollen die auftretenden Stützmomente durch den Einsatz von Stahlfaserbeton aufgenommen werden. Des Weiteren wird keine obere Betonstahlbewehrung, so wie in Kapitel 2 beschrieben, in Form konstruktiver Einspannbewehrung (Bild 2-4) und Randeinfassung (Bild 2-5) bzw. Mindestbewehrung verlegt. In Querrichtung wird auf die sonst erforderliche Stoßfugenbewehrung bei allen Element-Längsstößen verzichtet (Bild 3-2).



*Bild 3-2: Verzicht auf Stoßfugenbewehrung bei Einsatz von SFB (rechts) gegenüber der herkömmlichen Elementdecke (links)*

### 3.2 Erforderliche Untersuchungen zum Trag- und Gebrauchsverhalten

Der Einsatz von Stahlfaserbeton statt der oberen Betonstahlbewehrung, wie bei dem Deckensystem EMSO vor allem im Stützbereich eines Durchlaufträgers vorgesehen, führt zu einem veränderten Trag- und Gebrauchsverhalten des Systems. Dies ist vor allem darauf zurückzuführen, dass der Stahlfaserbeton (unter den in Kapitel 4.5.2 beschriebenen Bedingungen) nicht in der Lage ist, Biegemomente in gleicher Höhe wie bei einem Querschnitt mit Betonstahlbewehrung aufzunehmen.

Zur Analyse des Trag- und Gebrauchsverhaltens sind die Durchführung von Versuchen und weitere rechnerische Untersuchungen erforderlich, welche auch Bestandteil für die Erlangung der Zustimmung im Einzelfall für den Neubau eines Wohnhauses sowie einen Antrag auf eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für die EMSO-Decke waren.

Es stellt sich die Frage, inwieweit die Bemessung der EMSO-Decke durch die bestehenden Normen [DIN 1045-1] bzw. den Richtlinienentwurf [DAfStb1] abgedeckt ist bzw. Ergänzungen notwendig sind.

### Grundlegende Betrachtungen

In den folgenden Kapiteln werden die maßgebenden Grundlagen für die Analyse des Deckensystems erläutert. Hierzu zählen die Materialeigenschaften von Stahlfaserbeton (Kapitel 4) und Stahlbeton (Kapitel 5), welche das Verhalten im Querschnitt bestimmen. Es muss vor allem geklärt und durch die Versuche bestätigt werden, welche Anforderungen der Stahlfaserbeton erfüllen muss. Um das Trag- und Gebrauchsverhalten am Gesamtsystem zu erfassen, ist die Beschreibung des nicht-linearen Bauteilverhaltens (Kapitel 6) notwendig.

### Versuche

Auf Grundlage der durchgeführten Versuche, deren Beschreibung in Kapitel 7 erfolgt, soll in den folgenden Kapiteln das Trag- und Gebrauchsverhalten des Deckensystems analysiert werden.

Die Dimensionierung und Durchführung der eigenen Versuche basierten auf Forschungsergebnisse zum Trag- und Gebrauchsverhalten von Stahlfaserbeton [Falk1, Falk2], sowie die zu dem Zeitpunkt der Versuchsdurchführung gültigen Normen zur Bemessung von Stahlbeton [DIN1045], [EC2] und Richtlinien zur Bemessung von Stahlfaserbeton [DBV2], [DBV3], [DBV4], [Dram1].

Im Einzelnen sollen die Versuche Aussagen zu folgenden Punkten liefern:

- An einem Gesamtsystem soll das Trag- und Gebrauchsverhalten untersucht werden. Es stellt sich die Frage, ob die Rotationsfähigkeit des Stahlfaserbetons im Stützquerschnitt ausreicht, um die Lasten nach Umlagerungen der Momente am Gesamtsystem aufzunehmen.
- Es ist zu klären, wie sich die Risse im Stützbereich entwickeln und ob eine Rissbreitenbegrenzung möglich ist. Der Einfluss des Steifigkeitsabfalls infolge Rissbildung auf das Durchbiegungsverhalten ist zu ermitteln.
- Die Größe des aufnehmbaren Momentes für verschiedene Deckenhöhen ist zu bestimmen. Die Werte sind Ausgangsbasis für die Bemessung der Decken.

- Der Einfluss des Stahlfaserortbetons oberhalb der Elementplatte im Feldbereich auf das Bauteilverhalten ist zu ermitteln.
- Um zu zeigen, dass auf die Stoßfugenbewehrung und sonstige konstruktive obere Bewehrung verzichtet werden kann, sind Versuche an großformatigen in Querrichtung gestoßenen Deckenplatten erforderlich.
- Abschließend ist noch eine Betrachtung über das Verhalten unter Langzeitbeanspruchung (Kriecheinfluss) erforderlich.

### Erstmalige Anwendungen

Eine Darstellung der erstmaligen Ausführungen (vgl. Kapitel 7) soll die Anwendung des Deckensystems in der Praxis dokumentieren.

### **3.3 Wirtschaftliche Betrachtungen zur EMSO-Decke**

Die Notwendigkeit zur Kostenersparnis bei der Realisierung von Bauprojekten erfordert, dass sich viele herkömmliche Arbeiten am Bau verändern müssen. Der Einsatz von Stahlfaserbeton in Kombination mit der Verwendung von Fertigteilen bietet eine Reihe von Vorteilen, die zu kostengünstigerem und rationellerem Bauen führen. Zu den bereits in Kapitel 2.5 dargestellten Vorteilen bei der Verwendung von Elementdecken im Vergleich zu Ortbetondecken können hier die günstigen Materialeigenschaften und weitere Vorteile des ausführlicher in Kapitel 4 beschriebenen Stahlfaserbetons genutzt werden.

Tabelle 3-1 fasst die Vorteile bei der Verwendung von Stahlfaserbeton bei Verzicht auf die obere Betonstahlbewehrung zusammen.

Es muss kein Zuschneiden und Verlegen der Bewehrung mehr auf der Baustelle erfolgen, dadurch wird der Bauablauf optimiert. Der Einbau der oberen Bewehrung bei einem herkömmlichen Deckensystem ist zeit- und kostenintensiv. Durch Verwendung von Stahlfaserbeton wird auf der Baustelle das Gewerk „Bewehrungsarbeiten“ vollständig überflüssig (Prinzip: „Bewehrungslose Baustelle“). Dies bedeutet, dass bereits in der Planungs- und Ausführungsphase auf die Erstellung und Prüfung der entsprechenden Bewehrungspläne verzichtet werden kann. Ebenso wird die Kontrolle der verlegten Bewehrung auf der Baustelle durch den Prüfsachverständigen überflüssig. Der Bauvorgang wird erheblich beschleunigt, da bereits unmittelbar nach dem Verlegen der Elementplatten mit dem Einbringen des Stahlfaserbetons begonnen werden

kann. Das Bauverfahren wird rationeller, da auf der Baustelle kein Platz mehr für Lager- und Arbeitsflächen vorgehalten werden muss. Insgesamt ergibt sich eine kürzere Bauzeit, worin ein entscheidender wirtschaftlicher Vorteil liegt.

*Tabelle 3-1: Vorteile bei Verzicht auf die obere Betonstahlbewehrung durch Einsatz von Stahlfaserbeton*

Planung und Bauablauf	Vorteile
Planungsphase	Erstellung Bewehrungsplan entfällt Prüfung Bewehrungsplan entfällt
Baustelle	Lagerfläche für Betonstahl entfällt Arbeitsfläche für Betonstahl entfällt Kraneinsatz für Betonstahl entfällt Zuschneiden und Verlegen des Betonstahls entfällt
Bauzeit	Die Betonage kann direkt nach der Einschalung erfolgen Keine Bewehrungsabnahme durch den Prüfengeieur erforderlich
Qualität des Betons	Mögliche Mängel bei Einhaltung der Betonüberdeckung entfallen Mögliche Mängel bei der Betonverdichtung infolge Bewehrungsanhäufung entfallen

Das neue Werkstoffkonzept beinhaltet zudem eine qualitativ hochwertigere Decke, da die Möglichkeit fehlerhafter Bauausführungen drastisch reduziert wird. Die Elementplatten werden in modernen Werken in einem rechnergesteuerten Prozess hergestellt, Bewehrungsfehler treten nicht auf. Auf der Baustelle können somit keine Stähle mit falschem Durchmesser, falscher Länge oder in falscher Lage vorkommen. Da keine obere Bewehrung mehr vorhanden ist, kann diese auch nicht mehr herunter getreten und dadurch die Tragwirkung der Decke beeinträchtigt werden. Das Einbringen und Verdichten des Betons wird nicht durch eine obere Bewehrung behindert. Nachteilig ist zur Zeit der noch immer im Vergleich zu herkömmlicher Bewehrung hohe Materialpreis für die Herstellung und Güteüberwachung von Stahlfaserbeton.

Eine Vergleichskalkulation von Faoro [Faor1] mit herkömmlichen Elementdecken zeigte, dass die Kosten für Materialaufwand der neuartigen Decke, betrachtet man die Decke allein, etwa 4 bis 5 % höher sind. Bei einem Wirtschaftlichkeitsvergleich unter Berücksichtigung baubetrieblicher Einsparungen ergaben sich aber Einsparpotentiale, welche durch die wirtschaftlichere und schnellere Herstellung die höheren Materialkosten mehr als aufwiegen, da die Gemeinkosten der Baustelle sinken.

Dass die Ausführung bei einem kompletten Bauprojekt günstiger ist, zeigt das Ausschreibungsergebnis für den in Kapitel 7.11 beschriebenen Demonstrationsbau „Wohnhaus Samlandweg Wolfsburg“.

Bei diesem Bauvorhaben wurde eine herkömmliche Decke mit Elementplatten und die neue Deckenkonstruktion EMSO alternativ im öffentlichen Verfahren ausgeschrieben. Das günstigste Angebot wurde für die EMSO-Decke abgegeben.

Die Fa. Züblin [Zübl1] führte eine Vergleichskalkulation für verschiedene Deckensysteme durch. Ermittelt wurden die Herstellkosten für eine Ortbetondecke, eine herkömmliche Elementdecke und das neue Deckensystem EMSO.

Grundlage für die Kostenermittlung waren die Materialmengen, die beispielhaft an einem Zweifeldplattenstreifen des Demonstrationsbaus ermittelt wurden. Für die Bemessung der EMSO-Decke wurden die in der hier vorliegenden Arbeit in Kapitel 9 erstellten Bemessungshilfsmittel verwendet.

Die Ergebnisse der Vergleichsberechnung bestätigen die ermittelten Zahlen von *Faoro* [Faor1], dass die reinen Herstellkosten der EMSO-Decke etwa 4% unter der einer Ortbetondecke und ca. 5% über der einer herkömmlichen Elementdecke liegen. Auch hier ist zu berücksichtigen, dass bei einem weiteren Kostenvergleich, je nach Bauvorhaben, Faktoren wie der Leistungsumfang (z.B. Einsatzhäufigkeit der Schalungen, Unterstützungen), Vorhandensein eines Krans, die Anzahl der Aussparungen etc. die Herstellkosten beeinflussen. Der wirtschaftliche Gesamtgewinn ist immer vom Einzelprojekt abhängig und lässt sich verlässlich nicht allgemein in Zahlen fassen.

## 4 Stahlfaserbeton

Im folgenden Kapitel soll zunächst das Materialverhalten und die Berechnungsgrundlagen von Stahlfaserbeton (SFB) erläutert werden, der sowohl im Stütz- als auch im Feldbereich des Deckensystems EMSO das Trag- und Gebrauchsverhalten stark mitbestimmt.

### 4.1 Einleitung

Stahlfaserbeton ist nach einer Definition des Entwurfs der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [DAfStb1] „ein Beton nach DIN 1045-1, dem zum Erreichen bestimmter Eigenschaften Stahlfasern (als Zusatzstoff) zugegeben werden“. Der Zusatz von Stahlfasern wird nicht als Bewehrung, sondern als ein Zusatzstoff aufgefasst, der die Betoneigenschaften beeinflusst, vor allem die Nachrisszugfestigkeit (Kapitel 4.5.2).

Die Idee, spröde Baustoffe durch Zugabe von Fasern in ihren Eigenschaften zu verbessern, geht bis in die Zeit vor Christi Geburt zurück. Lehmziegel wurden mit Strohfasern oder Tierborsten verstärkt, um Risse im Material zu vermeiden und die Tragfähigkeit nach Rissbildung zu erhalten. Der Gedanke, die Eigenschaften von Beton durch die Zugabe von Fasern positiv zu beeinflussen, geht in das Jahr 1874 zurück [Maid1]. Aber erst seit den 60er Jahren des 20. Jahrhunderts ist eine verstärkte Forschung in diesem Bereich festzustellen, wobei hier eine Unterscheidung in metallische und nichtmetallische Fasern erfolgt. Beispiele für nichtmetallische Fasern sind Glas-, Kunststoff- oder Textilfasern. Im Rahmen dieser Arbeit werden ausschließlich Stahlfasern betrachtet.

Die ursprüngliche Idee der Faserzugabe in den Beton bestand darin, seine Zugfestigkeit zu erhöhen, was aber in der Regel nicht möglich ist. Ein entscheidender Unterschied in der Verwendung von Fasern gegenüber unbewehrtem Beton liegt darin, dass der Beton in die Lage versetzt wird, auch nach erfolgter Rissbildung Zugspannungen aufzunehmen. Er weist somit auch eine rissverteilende Wirkung auf. Ein gleichwertiger Ersatz der herkömmlichen Betonstahlbewehrung durch Stahlfaserbeton zur Aufnahme von Biegemomenten ist herstellungsbedingt aber nicht möglich (vgl. Kapitel 4.3).

Als weitere vorteilhafte Eigenschaften, die vor allem in letzter Zeit zur Anwendung von Faserbeton führten, sind der erhöhte Verschleißwiderstand von Betonoberflächen gegenüber stoßartigen und vergleichbaren Beanspruchungen [DBV1], [Broc1]

sowie die Erhöhung der Dichtigkeit des Betons im gerissenen und ungerissenen Zustand zu nennen [Schn1].

## **4.2 Stand der Normung**

Es gibt in Deutschland noch kein allgemein gültiges Regelwerk bzw. eine Norm für die Bemessung von Stahlfaserbeton von tragenden Bauteilen. Für die Anwendung im statisch-konstruktiven Bereich bedarf es zur Zeit einer Zustimmung im Einzelfall oder einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt). Als Hilfe für die Bemessung und Ausführung kann das Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [DBV1] angewendet werden, welches aber keine baurechtliche Relevanz besitzt.

Das DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [DBV1] soll die Anwendung von Stahlfaserbeton vor allem für tragende Bauteile, und somit auch im Wohnungsbau, fördern. Es soll die bereits vorhandenen DBV-Merkblätter „Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton“ [DBV2], „Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau“ [DBV3] sowie „Technologie des Stahlfaserbetons und Stahlfaserspritzbetons“ [DBV4] ergänzen.

Ein Hilfsmittel mit Normencharakter für die Anwendung des Stahlfaserbetons wird die DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ bilden [Teut1]. Sie liegt zur Zeit als Entwurfsfassung vor [DAfStb1]. Durch eine enge Ankoppelung an die DIN 1045-1 soll eine sinnvolle Kombination mit der Stahlbeton- und Spannbetonbauweise ermöglicht werden. Die Richtlinie umfasst die Bemessung und konstruktive Durchbildung, Herstellung, Bauausführung und Überwachung des Stahlfaserbetons einschließlich aller erforderlichen Prüfungen. In der vorliegenden Arbeit wird bei den weiteren Ausführungen im Wesentlichen auf die DAfStb-Richtlinie und das DBV-Merkblatt hingewiesen.

### **4.3 Frischbetoneigenschaften und Besonderheiten bei der Herstellung und Verarbeitung von Stahlfaserbeton**

Die Zugabe der Stahlfasern verändert nicht nur die Festbetoneigenschaften, sondern auch die Frischbetoneigenschaften des Stahlfaserbetons. Die Kenntnis der Frischbetoneigenschaften ist wichtig für den reibungslosen Ablauf der Betonierarbeiten auf der Baustelle und im Fertigteilwerk. So sind Herstellung und Einbau des Stahlfaserbetons schwieriger als bei Normalbeton und die Betonzusammensetzung ist entsprechend zu modifizieren. Fasertyp, Fasergehalt, Größtkorn und Art der Faserzugabe beeinflussen maßgeblich die Frischbetoneigenschaften [Maid1]. Als charakteristischer Parameter für die Abmessungen der Fasern hat sich das Verhältnis der Faserlänge  $l_f$  zum Durchmesser  $d_f$  (Faserschlankheit  $\lambda_f$ ) durchgesetzt. Mit steigendem  $l_f/d_f$ -Verhältnis vergrößert sich die Effektivität der Faser und bewirkt eine Erhöhung der Nachrisszugfestigkeit (vgl. hierzu auch Kapitel 4.6.2). Erschwert wird aber die Verarbeitbarkeit des Frischbetons. Günstige Werte liegen bei einem  $l_f/d_f$ -Verhältnis zwischen 60 und 100.

#### **4.3.1 Faserzugabe**

Grundsätzlich ist es möglich, die Stahlfasern entweder direkt im Transportbetonwerk oder erst auf der Baustelle in den Fahrmischer zuzugeben. Die Richtlinie [DAfStb1] sieht vor, dass die Stahlfasern im Herstellwerk zugegeben werden. Das DBV-Merkblatt [DBV1] macht keine Angaben zur Zugabeart der Fasern. Sicherzustellen sind auf jeden Fall die erforderlichen Mischzeiten.

Kritisch bei der Herstellung von Stahlfaserbeton ist, dass die Fasern absolut verteilt und homogen verteilt in der Betonmatrix vorliegen müssen. Zu vermeiden ist, dass sich die Fasern zu massiven Konglomeraten (so genannte „Igelbildung“) zusammenballen. Günstig erweisen sich glatte Fasern mit Endverankerung oder glatte achsverkrümmte Fasern [Brei1]. Erleichtert wird die Einmischbarkeit durch das Zusammenfassen der Fasern mit wasserlöslichem Kleber, der sich erst beim Mischvorgang auflöst. Die Betonzusammensetzung ist gegenüber Normalbeton entsprechend zu ändern, d.h. der Feinanteil in der Kornzusammensetzung und der Bindemittelanteil sind zu erhöhen.



### **4.3.2 Verarbeitbarkeit**

Die Verarbeitbarkeit des Frischbetons wird aufgrund der Fasergeometrie der Stahlfasern und ihres Wasseranspruchs erschwert. Dies führt zu einer Reduzierung der Konsistenz und dadurch zu einer Verringerung des Ausbreitmaßes. Je höher der Fasergehalt ist, desto mehr nimmt die Konsistenz ab. Die Konsistenz kann durch die Zugabe eines Betonverflüssigers oder Fließmittels eingestellt werden. So ist vor allem beim Einbau per Pumpe darauf zu achten, dass die Konsistenz nicht zu niedrig ist und es nicht zu Verstopfern infolge zuvor beschriebener Igelbildung kommt, welche den Bauablauf erheblich stören kann und, falls unbemerkt, später zu Schwachstellen im Festbeton führt.

Beim Verdichten des Betons ist darauf zu achten, dass es nicht durch unverhältnismäßig lange Rüttelzeiten an einer Stelle zum Entmischen und Absinken der Fasern kommt. Die Oberfläche kann nach Ansteifen des Betons z.B. mit einer Abziehbohle oder einem Flügelglätter bearbeitet werden. Die unmittelbar an der Außenfläche liegenden Stahlfasern rosten später. Dies stellt allenfalls eine ästhetische Beeinträchtigung dar, da es aufgrund der geringen Abmessungen der Stahlfasern nicht zu Betonabplatzungen kommt.

### **4.3.3 Güteüberwachung**

Die Verwendung von Stahlfaserbeton erfordert zusätzliche Kontrollen für den Herstellvorgang und die Erreichung der angestrebten Betoneigenschaften. Die DAfStb-Richtlinie sieht hierfür in Anlehnung an DIN 1045-2 [DIN1045-2] und DIN ENV 206-1 [DINENV206] Ergänzungen und Änderungen vor.

So werden Häufigkeit und Art der Überprüfung für die Fasermenge und -art und die Ausstattung der Dosiervorrichtung festgelegt. Vorgesehen ist, dass die Betonfirma die ausgeschriebene Leistungsklasse zusichert (vgl. Kapitel 4.6.2), indem sie die Rezeptur verwendet, welche im Rahmen von Biegezugprüfungen an Probekörpern die geforderte Leistungsklasse einhält. Der Stahlfasergehalt und -typ im Frischbeton soll auf der Baustelle durch Auswaschversuche ermittelt werden.

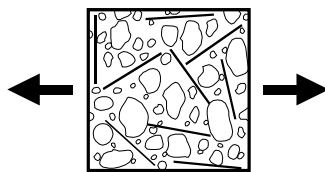
#### 4.4 Wirkungsweise der Fasern im erhärteten Stahlfaserbeton

In diesem Kapitel wird zunächst die Wirkungsweise der Stahlfasern in der Betonmatrix vorgestellt. Im Kapitel 4.5 werden die Versuche zur Ermittlung des Verhaltens von Stahlfaserbeton unter Druck-, Zug- bzw. Biegezugbeanspruchung beschrieben. Im Zustand I, also vor der Rissbildung, haben Stahlfasern keinen nennenswerten Einfluss auf die Materialeigenschaften des Betons.

*Dietrich* [Diet1] teilt das Tragverhalten des Stahlfaserbetons unter Biegebeanspruchung in drei Phasen, siehe auch Bild 4-1 und Bild 4-2, ein. Die erste Phase entspricht dem Zustand I des Betons. Zwischen Fasern und Betonmatrix herrscht „vollkommener Verbund“. Der Traganteil der Stahlfasern wird bestimmt durch das Verhältnis der E-Moduli zwischen Stahl und Beton. Aufgrund des geringen Volumenanteils ist der Traganteil der Fasern jedoch sehr gering. Unter Druckbeanspruchung wurden lediglich bei höheren Fasergehalten von etwa 1% (entspricht ca. 75 kg/m<sup>3</sup>) Festigkeitszunahmen von ca. 10 % festgestellt [Hemm1].

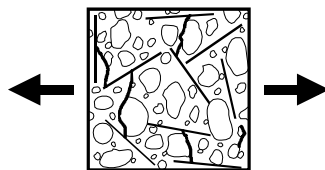
##### Phase I

Ungerissener Beton



##### Phase II

Behinderung der Ausbreitung von Mikrorissen



##### Phase III

Überbrückung von Rissen

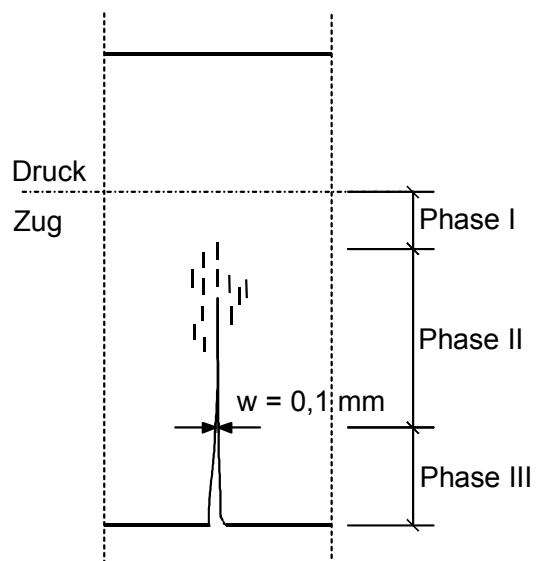
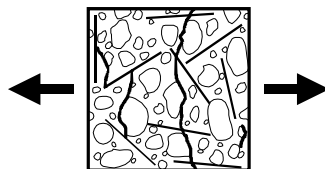


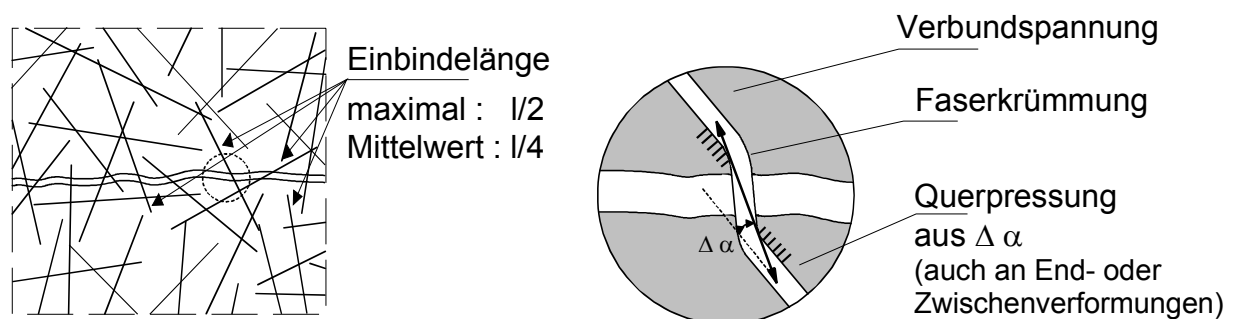
Bild 4-1: Phasen der Rissentwicklung [Diet1]

Bild 4-2: Rissphasen in der Biegezugzone [Diet1]

In der zweiten Phase beginnen sich, ausgehend von den Grenzflächen zwischen Zementstein und Zuschlagstoff, Mikrorisse im Betongefüge zu bilden. Die Fasern wirken jedoch der Rissaufweitung entgegen, der Beton weist ein duktileres Verhalten auf. *Dietrich* beschreibt dieses Verhalten als „strain softening“ [Diet1].

Laufen die Mikrorisse aufeinander zu oder gehen diese ineinander über bzw. werden unter Zugbeanspruchung größer (Rissbreiten größer 0,1 mm), entstehen aus den Mikrorissen die Makrorisse. In dieser dritten Phase (Zustand II) ist die Zementmatrix nicht mehr an der Kraftübertragung beteiligt. Die Faser übernimmt die rissüberbrückende Funktion und „vernäht“ die Risse.

Abhängig von den Verbundeigenschaften tritt im Stahlfaserbeton unterschiedliches Versagen auf. Mit wachsender Rissbreite werden i.d.R. die Fasern herausgerissen oder die Fasern zerreißen. Da die Fasern meistens nicht senkrecht zum Riss ausgerichtet sind, wird der Auszieh Widerstand vergrößert. Es werden zusätzliche Reibungskräfte an Umlenkstellen der Fasern hervorgerufen (Bild 4-3). So beeinflussen die Wahl der Faserart (Faserlänge, Durchmesser, Faserquerschnitt, Profilierung, Faserform, Endverankerung) und der Faseranteil wesentlich das Zug- und Biegetragverhalten von Stahlfaserbetonbauteilen.



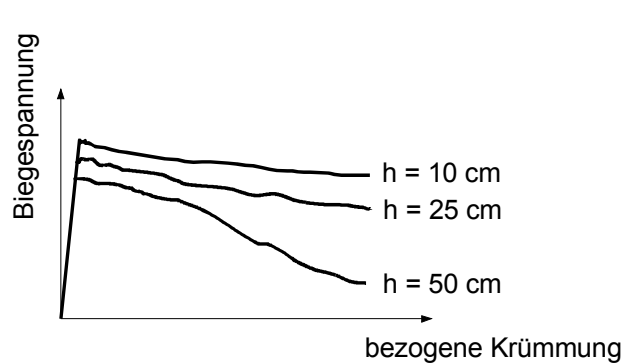
**Bild 4-3: Idealisiertes Verhalten unter Zugbeanspruchung nach [Schn3]**

Einen weiteren Einfluss auf den Versagensmechanismus hat die Festigkeit der umgebenden Betonmatrix. Zusammen mit der Oberflächenbeschaffenheit der Faser wird die Größe der Verbundfestigkeit beeinflusst.

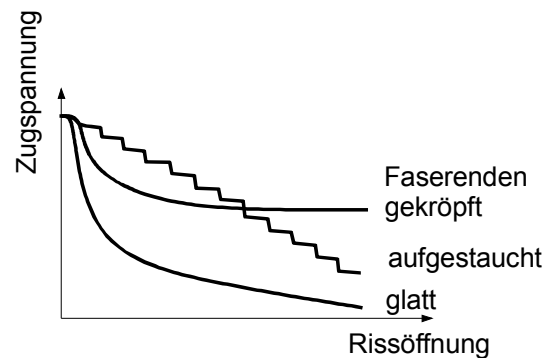
Als Indikator, ob Versagen durch Faserauszug oder Faserreißen auftritt, dient die kritische Faserlänge  $l_{krit}$  [Nits1]. Die kritische Faserlänge ist die theoretische Länge einer Stahlfaser, bei der die aufnehmbaren Verbundspannungen mit der aufnehmba-

ren Zugkraft der Faser im Gleichgewicht stehen. Bei einer unterkritischen Faserlänge wird die Faser nicht ausgelastet. Bei überkritischen Faserlängen kommt es zum Fließen des Stahls und, bei zu großen Zugdehnungen, letztlich zum Reißen der Faser. Fasern mit gekröpften Enden, die beim Aufweiten des Risses „glatt gezogen“ werden, zeigen den größten Widerstand gegen Herausziehen [Wint1].

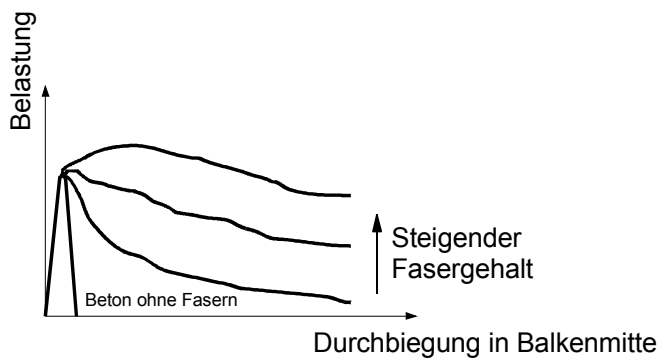
Bild 4-4 zeigt zusammenfassend Art und Wirkung der Einflussparameter auf das Nachbruchverhalten von Stahlfaserbeton.



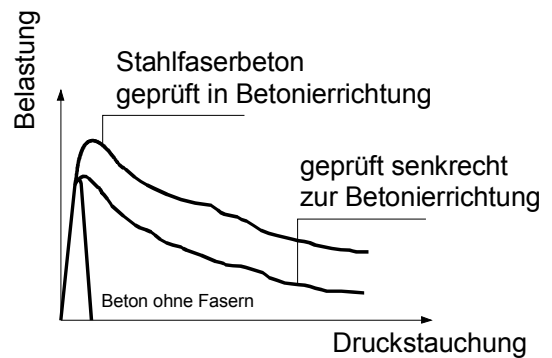
Einfluss der Bauteilhöhe  $h$  im Biegeversuch



Einfluss der Fasergeometrie auf den Zugspannungs-Rissöffnungs-Zusammenhang



Einfluss des Fasergehalts im Biegezugversuch



Einfluss der Betonierrichtung im Druckversuch

**Bild 4-4: Einfluss unterschiedlicher Parameter auf die Eigenschaften von Stahlfaserbeton [Hols1]**

## **4.5 Mechanische Eigenschaften von erhärtetem Stahlfaserbeton**

Die Ermittlungen der mechanischen Eigenschaften in Versuchen bilden die Grundlage für die Berechnung bzw. Materialmodellierung des Werkstoffs Stahlfaserbetons. Für die Analyse von Stahlfaserbeton sind, im Gegensatz zum Normalbeton, insbesondere für das Tragverhalten unter Zugbeanspruchung in den letzten Jahren viele Versuche mit unterschiedlichsten Versuchsanordnungen entwickelt und durchgeführt worden. In den folgenden Kapiteln werden die Methoden und Ergebnisse von gängigen Versuchen dargestellt, die zur Zeit die Grundlage für die Erstellung von Bemessungsvorschlägen bilden.

### **4.5.1 Druckbeanspruchung**

Das Verhalten von Beton unter Druckbeanspruchung wird analog zu herkömmlichem Beton an Würfeln oder Zylindern ermittelt [ACI1]. Beton versagt im zentrischen Druckversuch aufgrund von Quersugrissen und der daraus resultierenden Zerstörung der Betonmatrix. Die zuvor beschriebene Wirkung der Stahlfaser, die Risse zu „vernähen“, ist also auch auf die Druckbeanspruchung übertragbar. Dieser Effekt hat aber auf die Höhe der Druckfestigkeit nur einen geringen Einfluss (siehe Kapitel 4.4). Dagegen lässt sich das Nachbruchverhalten von unbewehrtem Beton durch die Zugabe von Stahlfasern positiv beeinflussen. Aus Bild 4-5 ist zu entnehmen, dass die Stauchungen beim Erreichen der Maximallast höher als beim Normalbeton sind. Außerdem verhält sich der Stahlfaserbeton im Nachbruchbereich wesentlich duktiler. Es ist ein langsamerer Abfall der Spannungs-Dehnungs-Linie zu erkennen [Erde1].

In Ausnahmefällen und unter speziellen Randbedingungen kann die Maximalkraft bzw. -spannung (Druckfestigkeit) um bis zu 25% gegenüber einem nicht faserbewehrten Beton gesteigert werden. Für die in der Regel verwendeten Fasergeometrien und -gehalte von bis zu 75% kg/m<sup>3</sup> ist die festigkeitssteigernde Wirkung nur gering und kann für Bemessungsaufgaben vernachlässigt werden.

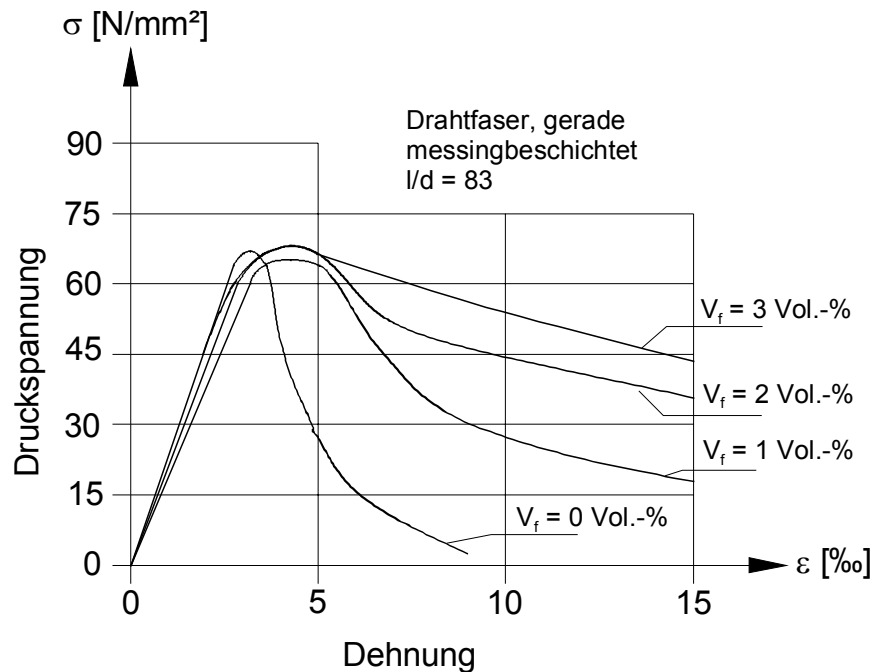


Bild 4-5: Last-Verformungskurven von Stahlfaserbeton im Druckversuch (nach [ACI1])

#### 4.5.2 Zug- und Biegezugbeanspruchung

Zur Bestimmung des Tragverhaltens von Stahlfaserbeton unter Zug- bzw. Biegezugbeanspruchung werden unterschiedliche Versuchsmethoden angewandt. Der zentrische Zugversuch, der Spaltzugversuch und der Keilspaltversuch (Wedge-Splitting-Test) liefern Ergebnisse zur Bestimmung der Zugfestigkeit [Erde1], [Slov1]. Die Ergebnisse der reinen Zugversuche streuen sehr stark, da die Einleitung der Last in den Probekörper problematisch ist.

Zur Auswertung des Biegezugverhaltens, welche auch das Nachbruch bzw. Nachrissverhalten des Stahlfaserbetons beschreiben, werden Probekörper in Form von Balken, Quadratplatten oder Kreisplatten geprüft [Mart1]. Grundlage zur Bestimmung des Nachbruchverhaltens sind derzeit für deutsche und internationale Regelwerke [DBV1], [DAfStb1], [Rile1] die Prüfungen von Biegebalken.

Prismatische Probekörper werden durch eine Last in Symmetriemitte (3-Punkt-Biegeversuch) oder durch zwei Einzellasten in den Drittelpunkten (4-Punkt-Biegeversuch) belastet. Die Versuchsdurchführung erfolgt weggesteuert entweder über den Kolbenvorschub, die Durchbiegung der Probekörper oder über die Rissöffnung. Um die Rissentwicklung besser kontrollieren zu können wird häufig eine Ein-

kerbung der Balken der Zugzone in der Feldmitte vorgenommen [Rile1]. Bei dieser Versuchsdurchführung ist es möglich, nicht nur die Durchbiegungen, sondern auch die Rissbreitenentwicklung aufzuzeichnen. Die Last-Verformungskurve eines Biegebalkenversuchs liefert Aussagen über die Höhe der Zugfestigkeit und das Nachbruchverhalten. Die reine Zugfestigkeit des stahlfaserbewehrten Betons ist abhängig von der Zugfestigkeit des unbewehrten Betons. Eine wesentliche Erhöhung der Zugfestigkeit ist entweder mit betontechnologischen Mitteln oder mit sehr großen, über den kritischen Fasergehalt hinausgehenden Fasermengen möglich [Hols1], ist aber nur unter besonderen Herstellungsverfahren realisierbar (vgl. Kapitel 4.3).

Bild 4-6 zeigt qualitativ die Last-Verformungskurven (bzw. Momenten-Krümmungskurven) von Stahlfaserbeton mit  $40 \text{ kg/m}^3$  gekröpften Stahldrahtfasern beim weggesteuerten Zugversuch (oben) und Biegezugversuch (unten) gegenüber Beton ohne Fasern (Linien A und C). Bis zur Rissbildung verhalten sich alle Stahlfaserbetone gleich.

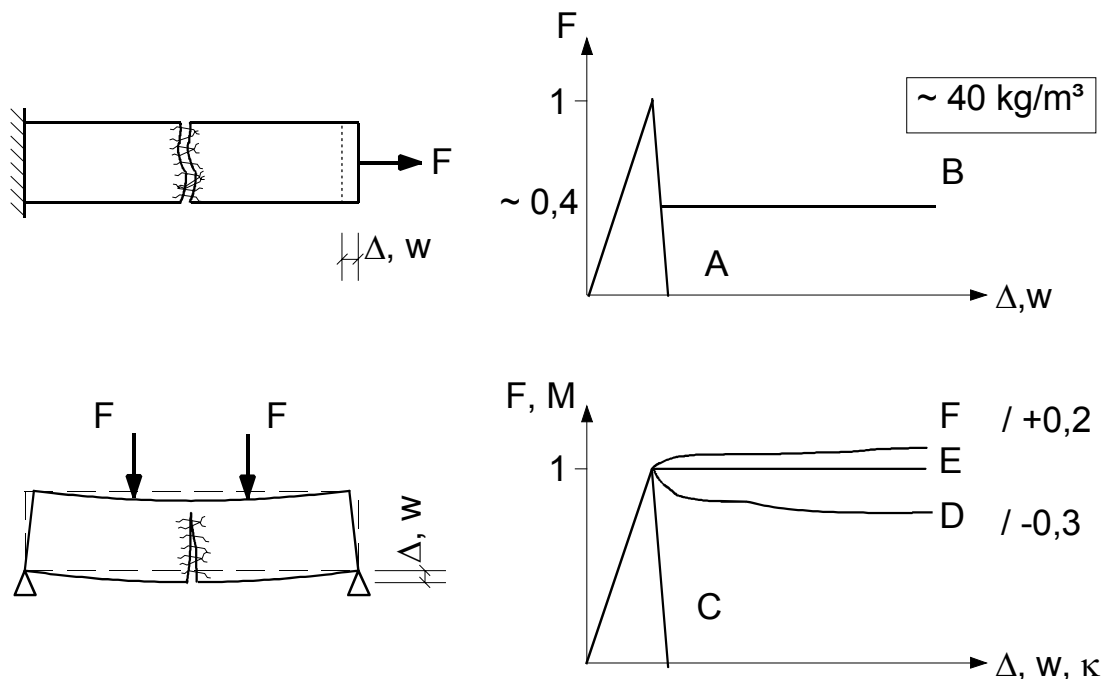
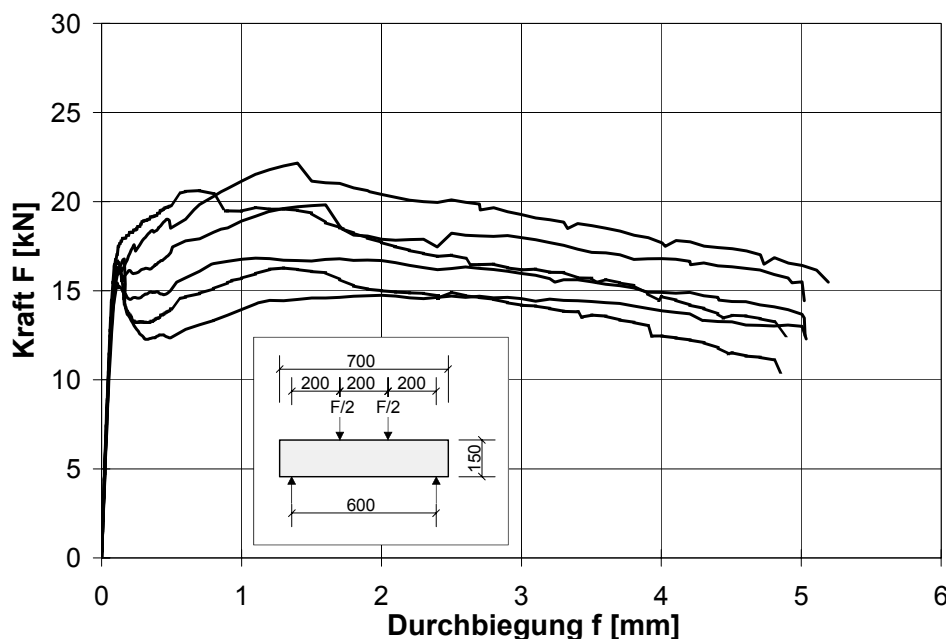


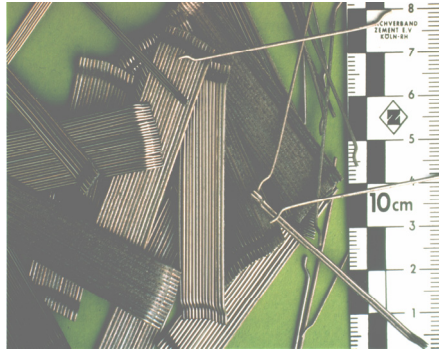
Bild 4-6: Last-Verformungskurven vom Stahlfaserbeton beim weggesteuerten Zugversuch (oben) und Biegezugversuch (unten) nach [Falk6]

Das Nachbruch- bzw. Nachrissverhalten unterliegt großen Schwankungen und ist abhängig von der Beanspruchungsart, der Stahlfaserart und dem Stahlfasergehalt (Bild 4-4). Beim Zugversuch beträgt die Höhe der aufnehmbaren Last nach Rissbildung etwa 40 % (Linie B). Es ist, so wie beim Stahlbeton genutzt, keine Laststeigerung mehr möglich. Bei Biegebeanspruchung kann allerdings, wie in Bild 4-6 unten gezeigt, ein Nachrissbiegemoment mit dem 0,7 – 1,2- fachen Betrag (Linien D bis F) des Biegerissmomentes von den Fasern aufgenommen werden [Falk6]. Ein Stahlfaserbeton der Linie D kann nach Rissbildung die Zugkraft des Querschnitts nicht mehr vollständig aufnehmen. Linie E charakterisiert einen Stahlfaserbeton, bei dem nach Erreichen der Zugfestigkeit die aufnehmbare Last nicht mehr abfällt, während beim Stahlfaserbeton der Linie F sogar noch eine Laststeigerung möglich ist, d.h. die Biegetragfähigkeit des Querschnitts nach Rissbildung noch gesteigert werden kann. Bild 4-7 zeigt die Streuungen der Last-Verformungskurven im Nachrissverhalten bei Biegezugversuchen an Stahlfaserbetonbalken, die im Rahmen der eigenen Versuchsdurchführungen geprüft wurden [Ries2]. Die Balken waren 28 Tage alt und mit jeweils  $40 \text{ kg/m}^3$  geköpften DRAMIX-Stahldrahtfasern RC 80/60 BN ( $\lambda_f = l_f / d_f = 60/0,75 = 80$ ) bewehrt, siehe auch Bild 4-8. Die Betongüte entsprach einem C20/25.



*Bild 4-7: Last-Verformungskurven von Stahlfaserbetonbiegebalken der eigenen Versuche [Ries2]*

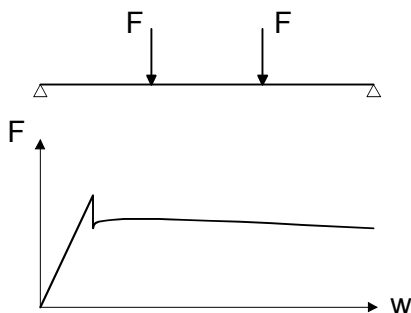




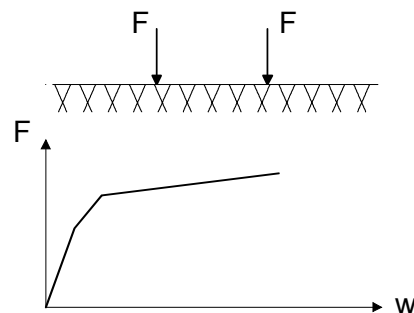
**Bild 4-8:** Bei eigenen Versuchen verwendete DRAMIX-Stahldrahtfaser RC 80/60 BN ( $l_f/d_f = 60/0,75$ ),  $40 \text{ kg/m}^3$

Für die Bemessung von Stahlfaserbetonbauteilen muss von dem unteren Kurvenverlauf (Linie D in Bild 4-6) ausgegangen werden. Mit zunehmender Rissbreite nimmt die über die Querschnittsufer übertragbare Last  $F$  ab, es ist keine weitere Belastungserhöhung möglich und es tritt ein Querschnittsversagen ein (Bild 4-9).

Bei statisch bestimmten Systemen ohne Normalkraft oder Systemen ohne Umlagemöglichkeit wie Kragplatten bietet die Ausführung in Stahlfaserbeton keine Vorteile, sie verhalten sich ähnlich ungünstig wie unbewehrter Beton.



**Bild 4-9:** Querschnittsverhalten: Last-Rissbreiten-Beziehung für einen Biegebalken aus Stahlfaserbeton



**Bild 4-10:** Systemverhalten: Last-Rissbreiten-Beziehung einer elastisch gebetteten Platte aus Stahlfaserbeton

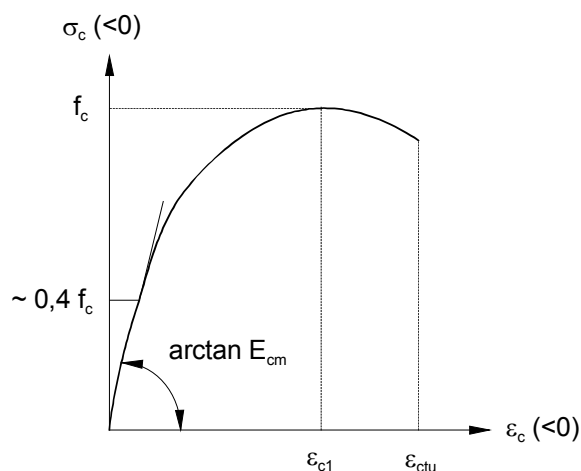
Geeignet für eine Biegebemessung sind daher nur Systeme, bei denen eine Umlagerung der Lasten möglich ist. Dies ist z.B. der Fall bei elastisch gebetteten Platten oder anderen statisch unbestimmten Tragwerke mit Systemreserven (Bild 4-10). Auch Bauteile mit Drucknormalkräften, z.B. Tunnelschalen oder vorgespannte Bauteile, können zur Anwendung kommen. Bild 4-9 und Bild 4-10 zeigen die Last-Rissbreiten-Beziehungen für Bauteile aus Stahlfaserbeton mit unterschiedlichem Tragverhalten.

## 4.6 Berechnungsgrundlagen und Rechenansätze

### 4.6.1 Rechenansatz für den Druckspannungsbereich

Die einachsige Druckfestigkeit ist der wichtigste Parameter zur Charakterisierung eines Betons. In den meisten Normen wird die am Würfel oder am Zylinder gemessene Druckfestigkeit auch als Ausgangsgröße für die übrigen Materialkennwerte, wie Zugfestigkeit oder Elastizitätsmodul, genutzt. EC 2 [EC2] und DIN 1045-1 [DIN1045-1] teilen den Beton in Klassen ein, die durch die Zylinderdruckfestigkeit  $f_{ck,cyl}$  bzw. die Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck,cube}$  charakterisiert werden.

Als Grundlage für die Bemessung von Stahlfaserbeton unter Druckbeanspruchung kann qualitativ die Spannungs-Dehnungs-Linie eines herkömmlichen Betons verwendet werden. Bild 4-11 zeigt die Spannungs-Dehnungs-Linie nach DIN 1045-1, die auch dem DBV-Merkblatt [DBV1] zugrunde liegt. Bis ca. 40% der Betonfestigkeit verhält sich der normalfeste Beton annähernd linear-elastisch. Deshalb darf nach DIN 1045-1 bis zu  $0,4 f_{cm}$  das Verformungsverhalten des Betons in diesem Bereich mit einem beanspruchungsunabhängigen Elastizitätsmodul  $E_{cm}$  ( $E_{cm}^f$ ) beschrieben werden. Durch Mikrorissbildung ausgelöster Steifigkeitsabfall bewirkt in Bereichen größerer Druckspannung ein nichtlineares Spannungs-Dehnungs-Verhalten bis zum Bruch. Nach dem Bruch bzw. Erreichen der maximalen Druckbeanspruchung  $f_c$  ( $f_c^f$ ) nimmt die aufnehmbare Spannung bei steigender Dehnung ab. Der mathematischen Formulierung liegt sowohl für den ansteigenden als auch für den abfallenden Ast eine quadratische Parabel zugrunde:



$$\sigma = - \left( \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \cdot f_c$$

$$\text{mit: } \eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$k = - 1,1 \cdot E_c \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_c}$$

Bild 4-11: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Druckzone [DIN1045-1]

Zur Beschreibung des Trag- und Verformungsverhaltens des Betons unter Druckbeanspruchung ist unter Ansatz der in Bild 4-11 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Linie die Angabe der Festigkeit  $f_c$  und der Grenzdehnung  $\varepsilon_{cu}$  ausreichend.

Für die Bemessung kann vereinfachend für die Druckzone das Parabel-Rechteck-Diagramm, der bilineare Verlauf oder der Spannungsblock nach DIN 1045-1 angesetzt werden.

#### 4.6.2 Rechenansatz für die Biegebemessung

Für die Biegebemessung von Stahlfaserbetonquerschnitten ist es erforderlich, Festigkeitswerte zu ermitteln. Dies erfolgt über die Auswertung der Last-Verformungsbeziehungen der in Kapitel 4.5.2 beschriebenen Versuche an Probekörpern. Je nach Bemessungsgrundlage wird der Arbeitsanteil bis zu einem bestimmten Durchbiegungs- oder Rissbreitenwert bestimmt und dann durch den entsprechenden Verformungswert dividiert. Das Ergebnis liefert eine gemittelte Last für den Nachrissbereich, der dann eine Spannung zugeordnet werden kann. Es wird zwischen dem Spannungs-Dehnungs-Ansatz [DBV1], [DAfStb1] und [Dram1] und dem Spannungs-Rissbreiten-Ansatz [Rile1] unterschieden.

Nachfolgend werden die Spannungs-Dehnungs-Ansätze kurz erläutert. Sie werden zur Zeit vorrangig angewendet, da sie eine Analogie zur Stahlbetonbemessung bilden und eine einheitliche Bemessungsgrundlage für kombinierte Querschnitte aus Stahlbeton und Stahlfaserbeton (SFvSTB) liefern.

##### Festigkeiten

Die Festigkeiten eines Stahlfaserbetons werden durch die Begriffe Biegezugfestigkeit, äquivalente Biegezugfestigkeit (auch Nachrissbiegezugfestigkeit genannt) und äquivalente Zugfestigkeit (auch Nachrisszugfestigkeit genannt) gekennzeichnet.

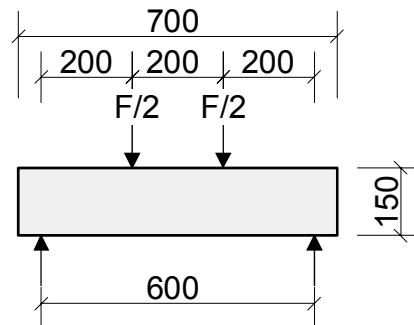
Die Biegezugfestigkeit  $f_{ct,fl}^f$  wird aus der maximalen Last während des Biegezugversuches ermittelt. Das Nachrisszugverhalten wird durch die (fiktive) äquivalente Biegezugfestigkeit  $f_{eq,i}$  beschrieben. Für die Bemessung wird daraus die äquivalente Zugfestigkeit  $f_{eq,ctm,i}$  errechnet, welche dann in der Spannungs-Dehnungs-Linie angesetzt wird.

Das DBV-Merkblatt [DBV1] sieht vor, das Arbeitsvermögen des Stahlfaserbetons  $D_{fl,i}^f$  aus dem Verhältnis der Fläche (Integral) unter der im Versuch gemessenen Last-

Verformungskurve zu dem Durchbiegungswert  $\delta_i$  zu ermitteln (Bild 4-12). Hierbei wird der Anteil des Betons ohne Fasern  $D_{fl}^c$  nicht berücksichtigt. Die Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeiten  $f_{eq,i}$  erfolgt für zwei Verformungsbereiche. Es wird unterschieden in den Verformungsbereich I, der beim Gebrauchstauglichkeitsnachweis (SLS) und dem Verformungsbereich II, der beim Nachweis der Tragfähigkeit (ULS) anzusetzen ist:

$$f_{eq,1} = 1200 \frac{D_{fl,I}^f}{b \cdot h^2} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$f_{eq,2} = 200 \frac{D_{fl,II}^f}{b \cdot h^2} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$



$b$  = Breite des Probekörpers in mm

$h$  = Höhe des Probekörpers in mm

$D_{fl,i}^f$  = Arbeitsvermögen des Stahlfaserbetons in Nmm

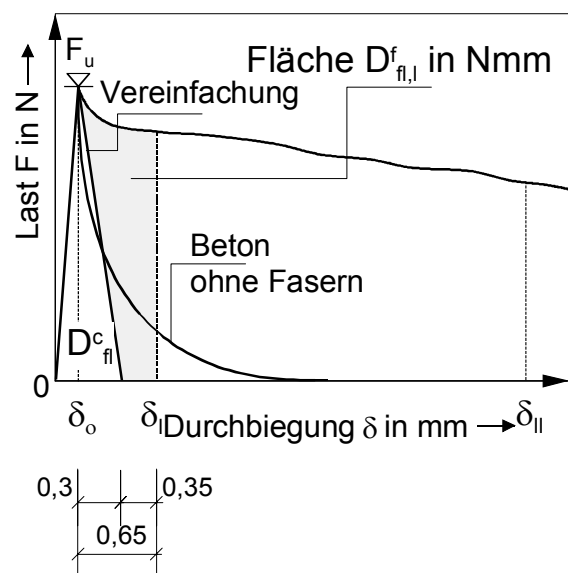
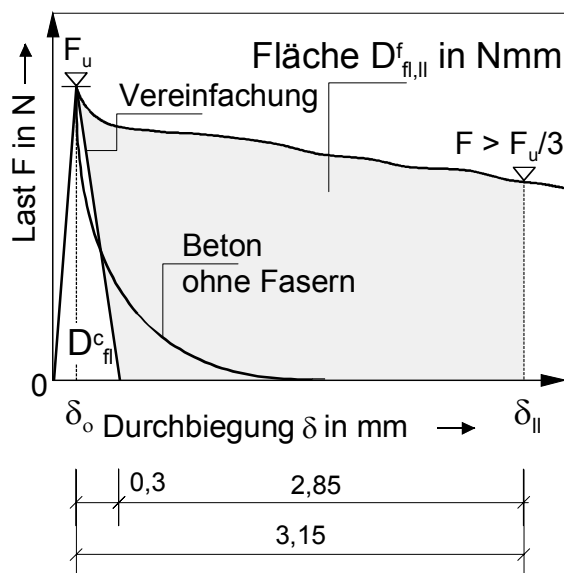
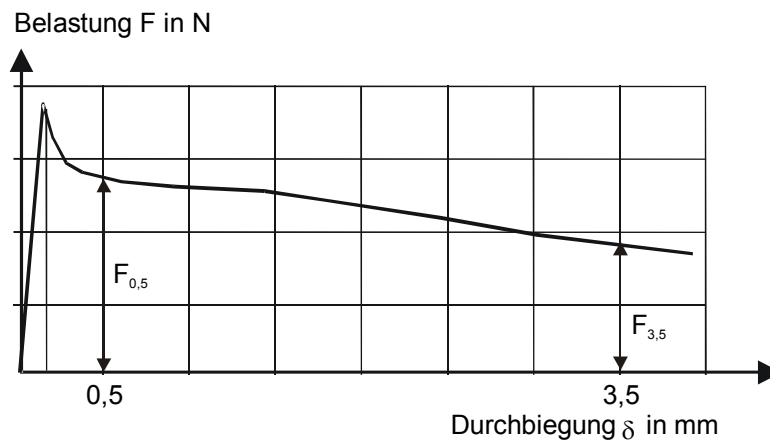


Bild 4-12: Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeiten nach dem DBV-Merkblatt [DBV1]

Die vorläufige Fassung der DAfStb-Richtlinie [DAfStb1] sieht eine Verwendung von residualen Festwerten für die jeweiligen Verformungsbereiche vor.



*Bild 4-13: Last-Durchbiegungs-Beziehung zur Ermittlung der Nachrisszugfestigkeiten nach [DAfStb1]*

Die zugehörigen Festigkeitswerte ergeben sich aus den Lastwerten zu

$$f_{0,5}^f = \frac{F_{0,5} \cdot L}{b \cdot h^2} \quad [\text{N/mm}^2]$$

$b$  = Breite des Probekörpers in mm

$h$  = Höhe des Probekörpers in mm

$$f_{3,5}^f = \frac{F_{3,5} \cdot L}{b \cdot h^2} \quad [\text{N/mm}^2]$$

$L$  = Stützweite des Probekörpers in mm

Es wird die aufnehmbare Kraft bei Durchbiegungen von  $\delta = 0,5$  mm (Verformungsbereich I) bzw. 3,5 mm (Verformungsbereich II) ermittelt (Bild 4-13). Die integrale Auswertung der Last-Verformungskurven kann hier entfallen.

In der Richtlinie wird angenommen, dass eine Durchbiegung  $\delta = 0,5$  mm einer Dehnung  $\varepsilon = 3,5$  ‰ und eine Durchbiegung  $\delta = 3,5$  mm einer Dehnung  $\varepsilon = 25,0$  ‰ entspricht.

Da Rissbreite und Durchbiegung beim geprüften DBV-Balken in erster Näherung etwa gleich sind, konnte *Hemmy* [Hemm1] nachweisen, dass beide Regelungen etwa zu vergleichbaren Werten der ermittelten Festigkeiten führen.

Mit den ermittelten aufnehmbaren Kräften für die Verformungsbereiche I und II kann für den fiktiven Zustand I die äquivalente Biegezugfestigkeit  $f_{eq,i}$  am Querschnittsrand bestimmt werden. Es erfolgt eine Umrechnung auf eine reale Größe der äquivalenten Zugfestigkeit  $f_{eq,ct,i}$ . Dieser Rechenwert berücksichtigt, dass der Auswertung der gerissene Zustand II zugrunde liegt (Bild 4-14).

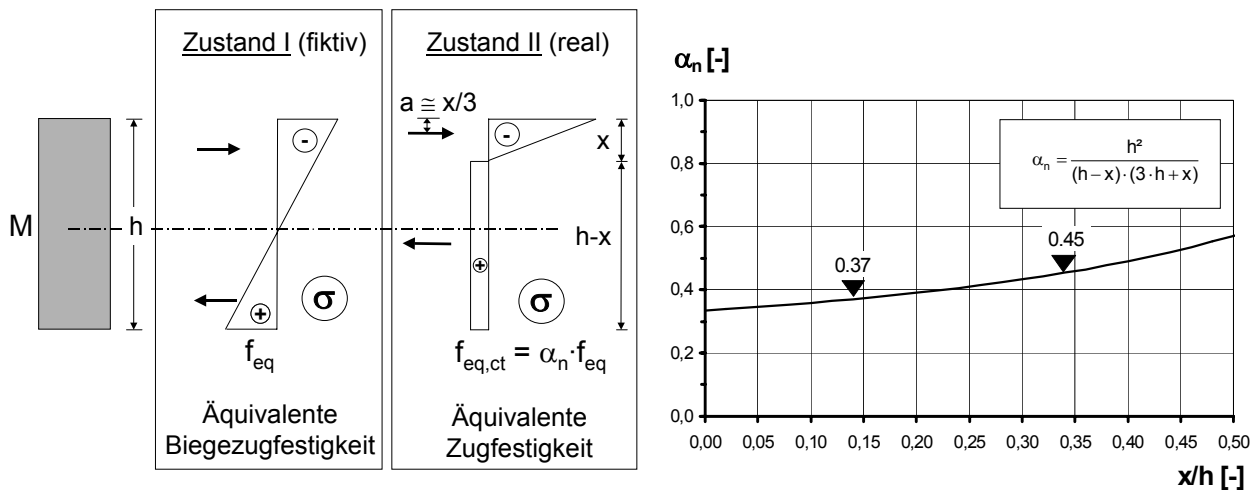


Bild 4-14: Umrechnung äquivalente Biegezugfestigkeit  $f_{eq}$  in äquivalente Zugfestigkeit  $f_{eq,ct}$  nach [Hemm1]

### Spannungs-Dehnungs-Linien

Für die Ermittlung der Schnittgrößen bei nichtlinearem Verfahren und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) wird nach dem DBV-Merkblatt die in Bild 4-15 dargestellte Spannungs-Dehnungs-Linie angesetzt. Dem Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und der Querschnittsbemessung liegt die in Bild 4-16 dargestellte Spannungs-Dehnungs-Linie zugrunde.

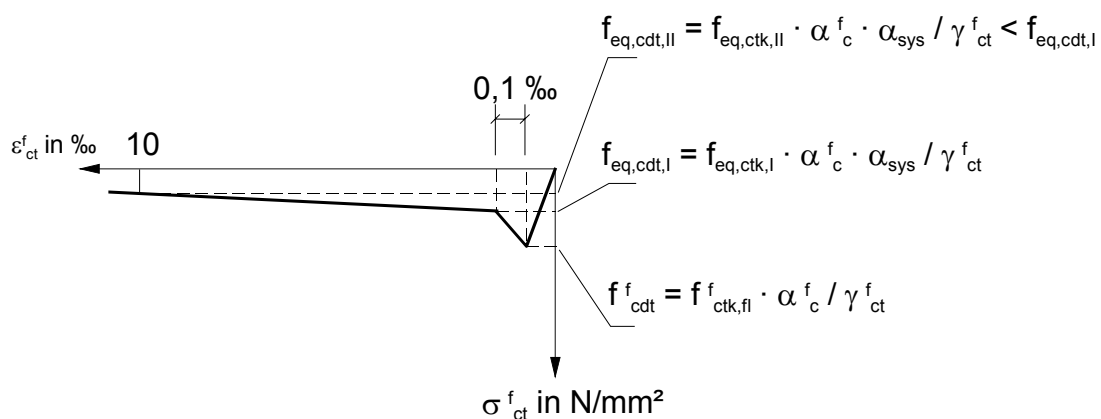
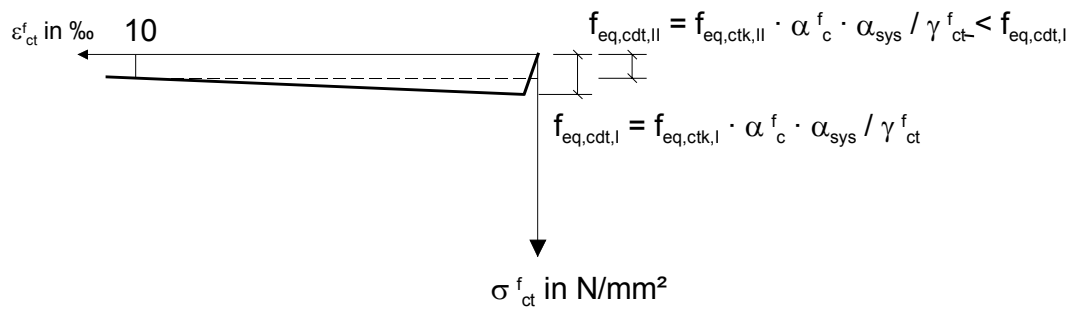


Bild 4-15: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung und Nachweise im SLS [DBV1]

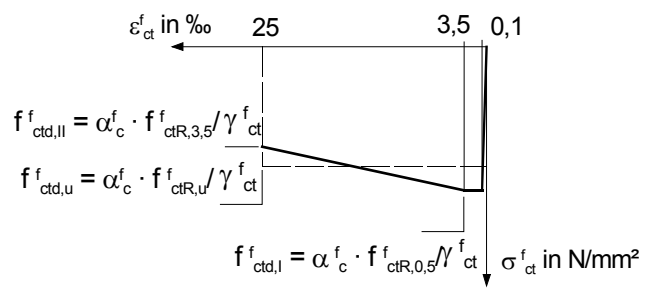
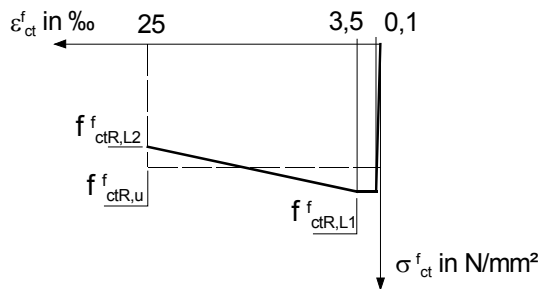


**Bild 4-16: Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung im ULS [DBV1]**

Der Beiwert  $\alpha_{sys}$  ist ein Maßstabsfaktor und berücksichtigt die geometrischen Abweichungen zwischen Bauwerk und Probekörper.

Der Einfluss von Dauerlasten wird wie bei Verwendung von Normalbeton durch den Beiwert  $\alpha_c^f = 0,85$  berücksichtigt. Für die Bemessung in den einzelnen Grenzzuständen muss dann noch der maßgebende Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{ct}^f$  berücksichtigt werden.

Die Spannungs-Dehnungs-Linie nach der DAfStb-Richtlinie sieht im gezogenen Querschnittsbereich für die Schnittgrößen- und Verformungsermittlung die im Bild 4-17 angegebenen Verläufe vor. Es darf mit Mittelwerten ohne Dauerlastfaktor gearbeitet werden. Für die Querschnittsbemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die Spannungs-Dehnungs-Linien nach Bild 4-18 anzusetzen. Es darf vereinfachend der gestrichelt dargestellte Spannungsbereich angewendet werden. Es werden im Gegensatz zu der Schnittgrößenermittlung charakteristische Werte angesetzt. Unter Berücksichtigung des Dauerstandsverhaltens ( $\alpha_c^f = 0,85$ ) und der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{ct}^f$  werden in der Spannungs-Dehnungs-Linie dann die aus den Biegezugfestigkeiten  $f_{0,5}^f$  bzw.  $f_{3,5}^f$  ermittelten Zugfestigkeiten  $f_{ctd,i}^f$  angesetzt. Im Gegensatz zum DBV-Merkblatt werden in der DAfStb-Richtlinie im Zugbereich die Dehnungsgrenzwerte mit  $\varepsilon = 25 ‰$  wie bei Stahlbeton nach DIN 1045-1 angesetzt.



- $\sigma_{ct}^f$  = Zugspannung des Stahlfaserbetons
- $f_{ctd,L1}^f$  = Bemessungswert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit für die Verformung 1
- $f_{ctd,L2}^f$  = Bemessungswert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit für die Verformung 2
- $f_{ctd,u}^f$  = Bemessungswert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit für den Spannungsblock
- $\varepsilon_{ct}^f$  = Dehnung des Stahlfaserbetons
- $\gamma_{ct}^f$  = Sicherheitsbeiwert
- $\alpha_c^f$  = 0,85; Beiwert zur Berücksichtigung des Dauerstandverhaltens

*Bild 4-17: Spannungs-Dehnungs-Linie des Stahlfaserbetons im gezogenen Bereich für die Schnittgrößen- und Verformungsermittlung*

*Bild 4-18: Spannungs-Dehnungs-Linie des Stahlfaserbetons im gezogenen Bereich für die Querschnittsbemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit außer für nichtlineare Verfahren*

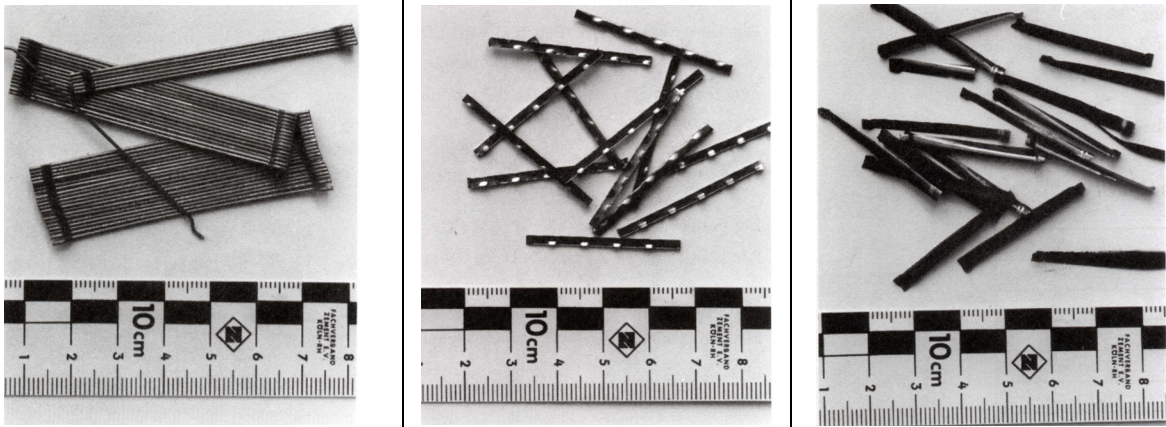
### Leistungsklassen (Faserbetonklassen)

Das DBV-Merkblatt und auch die DAfStb-Richtlinie sehen eine Klassifizierung des Stahlfaserbetons entsprechend der Nachrisszugfestigkeit in Faserbetonklassen vor, ähnlich wie bei der Betongüte, welche durch die Druckfestigkeit charakterisiert wird. Die Idee, Stahlfaserbeton nicht nach dem Fasergehalt, sondern nach seiner „Leistung“ zu definieren, wurde erstmals in [Falk4] angewandt. Grundlage für die Einstufung bildet die Höhe der Nachrisszugfestigkeit für die ermittelten Verformungsbereiche I und II. Mit der Definition der Leistungsklassen (auch Faserbetonklassen genannt) ist es möglich, die Nachrisszugfestigkeit von Stahlfaserbetonen unabhängig von Fasertyp und -dosierung direkt wiederzugeben. Der Hersteller des Stahlfaserbetons muss durch die geeignete Betonzusammensetzung einschließlich Faserart und -menge sicherstellen, dass die geforderte Leistungsklasse eingehalten wird.



In [Falk4] wurden Versuche an Biegebalken aus Stahlfaserbeton bezüglich ihrer Leistungsfähigkeit, ausgedrückt durch die äquivalente Biegezugfestigkeit, ausgewertet. Aus den Versuchswerten wurde eine Näherungsformel zur Bestimmung der äquivalenten Biegezugfestigkeit entwickelt. Bild 4-19 zeigt eine Auswertung der in [Falk4] angegebenen Formel für verschiedene Fasertypen und -gehalte, welche eine gute Übereinstimmung mit den durchgeführten Versuchen zeigte.

Aus dem Bild wird deutlich, dass die Drahtfasern mit Endverankerung vergleichbar höhere äquivalente Biegezugfestigkeiten aufweisen als Blechstreifen und Späne.

Leistungsklasse N/mm <sup>2</sup>	Fasergehalt in kg/m <sup>3</sup>				
	Drahtfasern			Blechstreifen	Späne
	$\lambda_f = 45$	$\lambda_f = 65$	$\lambda_f = 80$	-	-
1,0	30	20	15	60	80
1,5	40	30	25	$\geq 100$	$\geq 100$
2,0	50	40	30	$\geq 100$	$\geq 100$
2,5	$\geq 70$	50	40	$\geq 100$	$\geq 100$
3,0	$\geq 80$	60	50	$\geq 100$	$\geq 100$
					
	Drahtfasern			Blechstreifen	Späne

**Bild 4-19:** Leistungsfähigkeit eines Stahlfaserbetons B 25 in Abhängigkeit vom Stahlfasergehalt, der Faserart und der Faserschlankheit  $\lambda_f = l_f/d_f$  nach [Falk4]

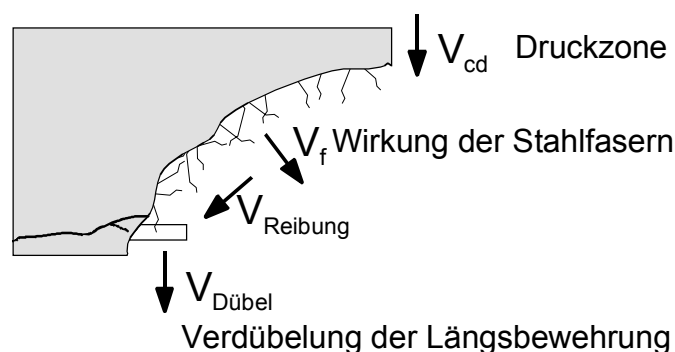
### 4.6.3 Querkraftbemessung

Die Zugabe von Stahlfasern zum Beton führt zu einer deutlichen Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils. Viele Untersuchungen wurden durchgeführt, um Ansätze zu definieren, die systematisch alle Einflussparameter berücksichtigen [Rose1]. Die Ermittlungen der Querkrafttragfähigkeit beruhen entweder auf empirischen Ansätzen oder auf Grundlage eines Fachwerkmodells, wobei auch bruchmechanische Betrachtungen mit einbezogen wurden [Kütz1]. Im Folgenden werden die Ansätze nach der DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [DAfStb1] und dem DBV-Merkblatt [DBV1] beschrieben.

Die Querkrafttragfähigkeit eines biegebeanspruchten Stahlbetonbauteils setzt sich aus mehreren Komponenten zusammen und wird an einem Fachwerk mit veränderlicher Druckstrebenneigung ermittelt. Die Komponenten der Querkrafttragfähigkeit werden von der Druckzone  $V_{cd}$ , der Verdübelungswirkung der Längsbewehrung  $V_{Dübel}$  und der Kornverzahnung zwischen den geneigten Betonrissen  $V_{Reibung}$  gesteuert. Diese Anteile werden nach den Normen rechnerisch zusammengefasst zu  $V_{Rd,ct}$ . Falls vorhanden bzw. erforderlich wird noch der Querkraftbewehrungsanteil einer Betonstahlbewehrung  $V_{wd}$  (z.B. in Form von Bügeln oder Diagonalstäben eines Gitterträgers) berücksichtigt. Bei Stahlfaserbeton wird die Faserwirkung als eine zusätzliche aufnehmbare Komponente  $V_f$  mit angesetzt. Aus den einzelnen Anteilen lässt sich dann der Gesamtquerkraftwiderstand  $V_{Rd,ct}^f$  ermitteln (Bild 4-20).

$$V_{Rd,ct}^f = V_{Rd,ct} + V_{wd} + V_f \quad (\text{Gl. 4-1})$$

$$\text{mit } V_{Rd,ct} = V_{cd} + V_{Dübel} + V_{Reibung}$$



*Bild 4-20: Komponenten der Querkrafttragfähigkeit eines stahlfaserbewehrten Querschnitts (ohne Betonstahlbewehrung  $V_{wd}$ )*

Ansatz nach DAfStb-Richtlinie „Stahlfaserbeton“ [DAfStb1]

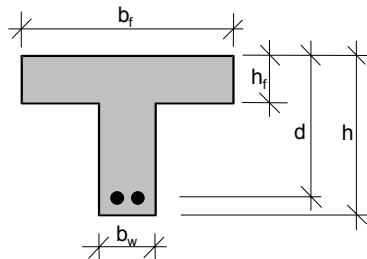
Bei diesem Ansatz wird der Querkraftanteil der Stahlfasern  $V_{Rd,cf}$  ( $= V_f$ ) unter Verwendung der Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{ct0,u}$  durch einen eigenen Term berücksichtigt:

für Bauteile ohne und mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung:

$$V_{Rd,cf} = 0,7 \cdot \kappa_f \cdot \kappa \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Gl. 4-2})$$

mit der Bemessungsschubfestigkeit des Stahlfaserbetons  $\tau_{fd} = 0,35 \cdot f_{ct0,u}$ .

Die Beiwerte  $\kappa_f$  und  $\kappa$  berücksichtigen die Querschnittsform ( $\kappa_f$ ) und Bauteilhöhe ( $\kappa$ )



$$\kappa = (1,6 - d) \geq 1$$

Allgemein:

$$\kappa_f = 1 + n \cdot (h_f/b_w) \cdot (h_f/d) \leq 1,5$$

$$n = (b_f - b_w) / h_f \leq 3$$

$$\leq 3 b_w / h_f$$

$d = 0,9 \cdot h$ , wenn keine Betonstahlbewehrung vorhanden ist

Platten:

$$\kappa_f = 1$$

*Bild 4-21: Bezeichnungen zur Ermittlung der Faktoren  $\kappa_f$  und  $\kappa$  [DAfStb1]*

Ansatz nach dem DBV-Merkblatt [DBV1]

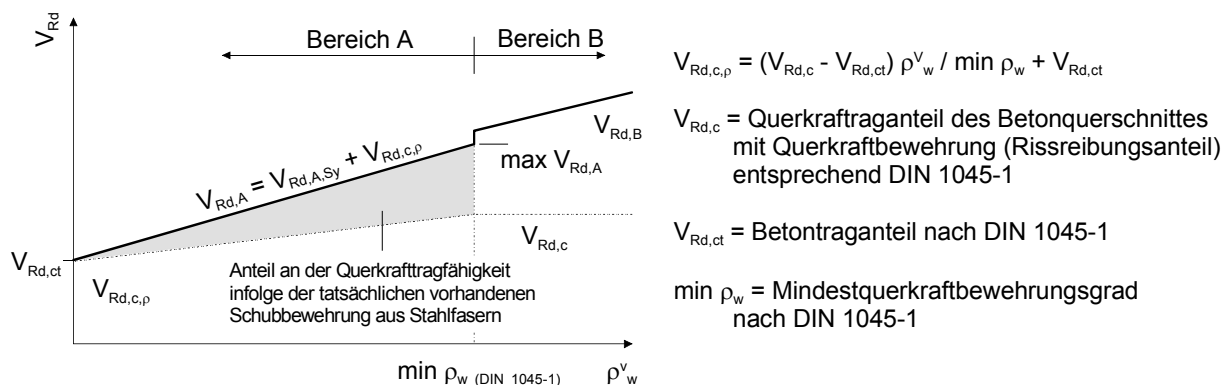
Auch das DBV-Merkblatt [DBV1] weist dem Stahlfaserbeton einen eigenen Anteil an der aufnehmbaren Querkraft  $V_{Rd,c}^f$  zu. Dieser Wert ist auf Grundlage eines empirischen Ansatzes nach Rilem [Rile2] unter Einführung eines äquivalenten Querkraftbewehrungsgrades  $\rho_{w,c}^f$  unter Verwendung der Nachrissbiegezugfestigkeit  $f_{eq,ctk,II}$  hergeleitet und an die DIN 1045-1 angepasst worden. Die Beiwerte  $k_f$  und  $k$  berücksichtigen, wie auch  $\kappa_f$  und  $\kappa$  nach dem Ansatz der DAfStb-Richtlinie (vgl. Bild 4-21), die Querschnittsform ( $k_f$ ) und die Bauteilhöhe ( $k$ ).

$$\rho_{w,c}^f = 0,12 \cdot k_f \cdot k \cdot f_{eq,ctk,II} / (0,37 \cdot f_{yd} \cdot 0,9) \quad (\text{Gl. 4.1})$$

Die Querkraftbewehrungsgrade aus Bügelbewehrung  $\rho_{w,y}$  und Stahlfasern  $\rho_{w,c}^f$  werden zu einem Gesamtquerkraftbewehrungsgrad addiert.

$$\rho_w^V = \rho_{w,c}^f + \rho_{w,y} \quad (\text{Gl. 4.2})$$

Über den Nachweis  $\rho_w^V < \min \rho_w$  erfolgt eine Einteilung in den Bereich A bzw. Bereich B (Bild 4-22).

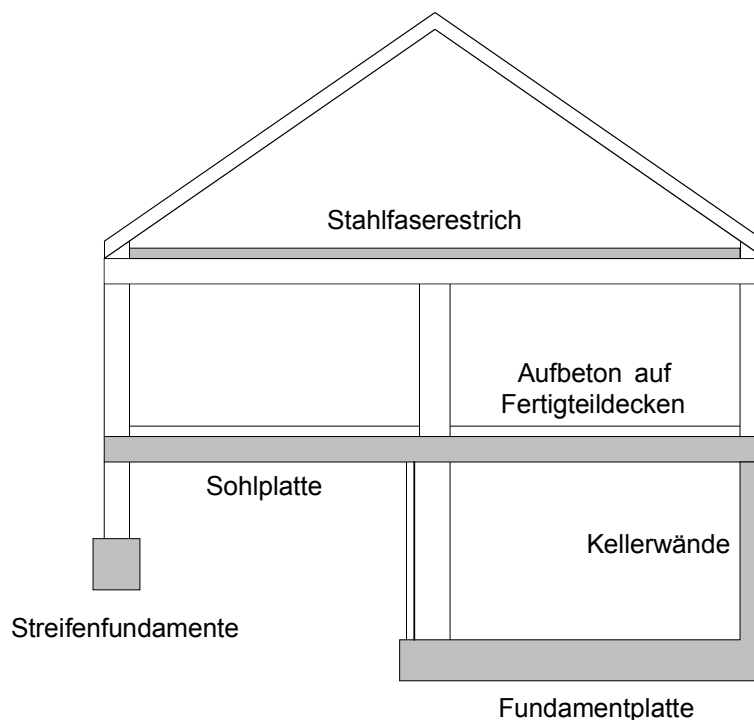


**Bild 4-22: Qualitativer Zusammenhang zwischen Querkrafttragfähigkeit und Querkraftbewehrungsgrad**

Im Bereich A ( $\rho_w^V < \min \rho_w$ ) ist rechnerisch keine Querkraftbewehrung erforderlich. Es erfolgt hier eine Anpassung an die DIN 1045-1, indem mit steigendem Stahlfasergehalt auch der Rissreibungsanteil linear ansteigt bis zum Erreichen des Mindestbewehrungsgrades nach DIN 1045-1. Die Querkrafttragfähigkeit  $V_{RD,A}$  ergibt sich additiv aus dem Traganteil infolge Querkraftbewehrung  $V_{RD,A,Sy}$  und dem vom Querkraftbewehrungsgrad abhängigen Traganteil des Betons mit Querkraftbewehrung  $V_{RD,c,p}$ . Es wird ein Fachwerk mit 45°-Streben angesetzt. Im Bereich B ( $\rho_w^V > \min \rho_w$ ) wird der Einfluss der veränderlichen Druckstrebenneigung über den Ansatz der Rissreibung bestimmt. Die Ermittlung der Neigung der Druckstrebe kann nach DIN 1045-1 erfolgen.

#### 4.7 Anwendungsgebiete und Entwicklungstendenzen von Stahlfaserbeton

Stahlfaserbeton wird bereits seit Jahrzehnten erfolgreich in vielen Bereichen der Bauwirtschaft eingesetzt. Im Jahr 2000 wurden nach Zitzelsberger [Zitz1] in Deutschland 2,3 Mio. m<sup>3</sup> Stahlfaserbeton, mit einem jährlichen Wachstum von etwa 15 %, eingebaut, obwohl die DIN 1045-1 diesen Baustoff nicht regelt. Der Hauptanwendungsbereich liegt mit 60 % im Industriebau (Industriefußböden). Die Bemessung dieser Bauteile darf, da als nichttragend im Sinne der DIN 1045-1 angesehen, nach den Merkblättern des DBV [DBV2] erfolgen. Im Wohnungsbau wurde der Stahlfaserbeton aufgrund des fehlenden Regelwerks bisher nur mit 20 % als Ersatz einer konstruktiven Bewehrung in Fundamentplatten, Kellerwänden und als Estrich eingesetzt (Bild 4-23). Die weitere Verteilung fällt auf Dichte Bauteile (z.B. Tankstellen-Dichtflächen und Müllbunkerwände) eingestuft als Bauten beim Umgang mit wasser-gefährdenden Stoffen [DAfStb3] mit 10 %, der Tiefbau (Tunnelinnenschalen, Tübbings, Spritzbeton) erreicht 6 % des Anwendungsumfangs, die restlichen 4 % entfallen auf Fertigteile (Garagen, Rohre und Kompaktstationen) und den Tresorbau.



*Bild 4-23: Einsatz von Stahlfaserbeton im Wohnungsbau*

In den letzten Jahren sind auch vermehrt Projekte durchgeführt worden, in denen der Stahlfaserbeton statisch mitwirkend angesetzt wurde. Unterstützt wurde diese Entwicklung auch durch die Einführung des DBV-Merkblattes „Stahlfaserbeton“ [DBV1]. Exemplarisch werden an dieser Stelle folgende Projekte genannt:

- Unterwasserbetonsohle aus Stahlfaserbeton beim Bauvorhaben Potsdamer Platz in Berlin [Falk5]
- Versuchsstrecke Feste Fahrbahn der Deutschen Bahn AG in Waghäusel [Dorg1]
- Einsatz von vorgespannten Betonstäben aus stahlfaserbewehrtem Hochleistungsbeton bei der Brücke Rudisleben [Köni2]
- Vorgespannte, stahlfaserverstärkte Hallenbinder aus selbstverdichtendem Beton [Grun1]
- Pfahlgestützte Hallensohlen [Goss1].

Außerdem wurden beim Deutschen Institut für Bautechnik mehrere Zulassungen erwirkt:

- Zulassung von „Kellerwänden aus Stahlfaserbeton“ [Teut2]
- Zulassung für „Fundamentplatten aus Stahlfaserbeton“ [Goss3]
- Zulassung für die „fdu-Stahlfaserbeton-Elementwand“ [FDU2].

Ein großes Anwendungsgebiet bietet sich auch beim Einsatz von Stahlfaserbeton in der Verbindung mit Stahlbetonbewehrung. Während hier die Tragsicherheit in erster Linie durch die Betonstahlbewehrung sichergestellt wird, übernimmt der Stahlfaserbeton die Rissbreitenbeschränkung und verbessert somit die Gebrauchstauglichkeit.

#### **4.7.1 Einsatz von Stahlfaserbeton bei Plattensystemen**

Die Verwendung von Stahlfaserbeton bei tragenden Plattensystemen war bereits Anlass theoretischer Überlegungen bzw. mehrerer Forschungsvorhaben.

*Droese* macht in [Droe3] Vorschläge für wirtschaftliche Ausbildungen von Deckenplatten unter Verwendung von Stahlfaserbeton. Theoretische Untersuchungen an ein- und zweiachsig gespannten Deckensystemen mit und ohne Vorspannung versprechen vor allem Vorteile bei der kombinierten Anwendung von Vorspannung und Stahlfaserbeton mit dem Ziel, die schlaffe Bewehrung zu ersetzen.

Die Verwendung von Stahlfaserbeton in vorgespannten Flachdecken, unter dem besonderen Gesichtspunkt der Durchstanzproblematik, hat *Kubat* in einem größeren Forschungsvorhaben untersucht [Kuba1]. Die Ergebnisse zeigen, dass auch ohne

schlaaffe Bewehrung die Platten ein sehr duktils Tragverhalten aufweisen und selbst bei hohen Lastwechselzahlen die Tragfähigkeit nicht abfällt. Außerdem konnte nachgewiesen werden, dass im Verankerungsbereich der Spannglieder auf Zusatzbewehrung verzichtet werden kann.

Goss/a hat Großversuche an Flachdecken aus selbstverdichtendem Stahlfaserbeton durchgeführt [Goss2]. Die Versuche zeigten, dass Flachdecken üblicher Spannweiten und Schlankheiten unter Verwendung eines Stahlfaserbetons mit Fasergehalt von  $100 \text{ kg/m}^3$  so hergestellt werden können, dass sie ein nahezu identisches Tragverhalten wie konventionell hergestellte Flachdecken aus Stahlbeton aufweisen. Faserbetone mit Fasergehalten von größer  $100 \text{ kg/m}^3$  sollen sich unter Biegezugbeanspruchungen ähnlich verhalten wie Stahlbetone. Es werden wirtschaftliche Einsparungen von 10 % errechnet.

Weitere Bauteilgroßversuche hat Goss/a an örtlich bewehrten bzw. vorgespannten punktgestützten Stahlfaserbetonplatten, im Rahmen von Vorversuchen für ein neues System von Industrieböden auf Pfählen (als pfahlgestützte Bodenplatte), durchgeführt [Goss1]. Die Ergebnisse der Versuche flossen in ein Ingenieurmodell ein, nachdem die beschriebenen Platten im Grenzzustand der Biegetragfähigkeit plastische Zonen (bzw. Bruchlinien) ausbilden und die Traglast mittels Bruchlinientheorie ermittelt werden kann.

#### **4.7.2 Weitere Entwicklungen**

Gegenwärtig zeichnet sich eine große Weiterentwicklung in Bereich der Stahlfaserbetone in Verbindung mit der Erforschung neuer Betontechnologien ab [Hols1], [Walr1]:

- **Selbstverdichtender Stahlfaserbeton:**  
Selbstverdichtender Beton soll infolge der Schwerkraft ohne mechanische Verdichtung die Schalung ausfüllen, falls vorhanden die Bewehrung umschließen und selbstständig umhüllen. Es ist möglich, Faserbetone mit wesentlich höheren Fasergehalten als bisher (bis zu  $140 \text{ kg/m}^3$  [Walr1]) herzustellen.
- **Stahlfaserbewehrter Leichtbeton:**  
Durch die Zugabe von Stahlfasern kann die Duktilität des besonders spröden Leichtbetons verbessert werden.

- **Stahlfaserbeton-Verbundkonstruktion:**

Bei einem Pilotprojekt wurde die Tragfähigkeit vorhandener Holzbalkendecken durch die Anordnung einer mit den Holzbalken Schubsteif verbundenen Stahlfaserbetonplatte erhöht [Hols1].

- **Ultrahochfester Stahlfaserbeton:**

Durch die Zugabe von Fasern in ultrahochfesten Beton konnten z.B. für ein Brückenbauprojekt in Frankreich Fertigteilelemente hergestellt werden, die Druckfestigkeiten von 175-210 N/mm<sup>2</sup> und Zugfestigkeiten von 8 N/mm<sup>2</sup> aufweisen [Walr1].

- **Vorgespannter Stahlfaserbeton:**

Durch die Kombination von Stahlfaserbeton und Vorspannung ist es möglich, die Rissbreiten ohne Anordnung von Betonstahlbewehrung zu begrenzen. Vorgespannte Stahlfaserbetone können vor allem dort zum Einsatz kommen, wo verschärfte Anforderungen an Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit einzelner Bauteile gestellt werden. Diese Anforderungen gelten für Betonbauwerke beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen, wie Auffangwannen und Abstellflächen. Es ist möglich, die Fugenanzahl zu minimieren und Trennrisse zu vermeiden [Teut3]. Ein weiteres Anwendungsgebiet sind Bauteile mit hoher dynamischer Beanspruchung, z.B. wurden hierzu Versuche für den Obergurt von Verbund-Fahrwegträgern der Magnetschwebbahn Transrapid durchgeführt [Kuba2].



## 5 Betonstahlbewehrung in der Elementplatte

Betonstahl kommt bei dem untersuchten Deckensystem als Biegezugbewehrung in der Elementplatte in den Feldbereichen zum Einsatz. Es werden hier die für die weiteren Berechnungen angesetzten Berechnungsgrundlagen dargestellt.

### 5.1 Spannungs-Dehnungs-Linie

Bild 5-1 zeigt die einachsige Spannungs-Dehnungs-Linie für einen naturharten (warmgewalzten) und für einen kaltverformten Betonstahl. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist gekennzeichnet durch folgenden Verlauf:

- Linear-elastisches Verhalten bis zum Erreichen der Streckgrenze  $f_y$
- Art und Ausbildung des Fließplateaus
- Verfestigung im plastischen Bereich bis zum Erreichen der Zugfestigkeit  $f_t$ .

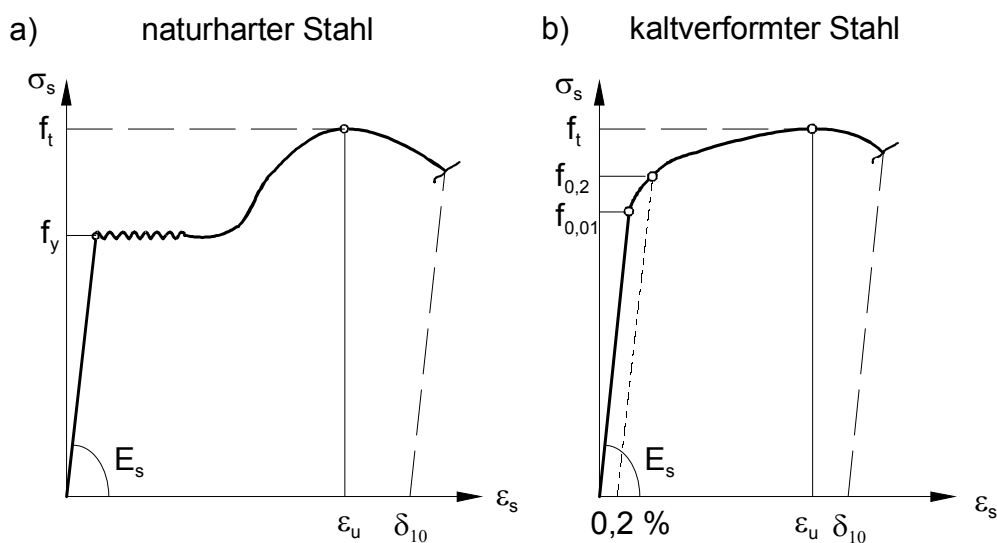


Bild 5-1: Wirklichkeitsnahe Spannungs-Dehnungs-Linien nach [Russ1]

Die Kennwerte zur Beschreibung des Materialverhaltens von Betonstahl unter Zugbeanspruchung sind die Streckgrenze  $f_y$ , die Zugfestigkeit  $f_t$  und das Verhältnis  $f_t/f_y$  sowie der Elastizitätsmodul  $E_s$ . Für die maximale Verformungsfähigkeit ist die unter Höchstlast auftretende Dehnung  $\epsilon_u$  maßgebend. Für naturharte (warmgewalzte) Betonstähle ergibt sich eine ausgeprägte Streckgrenze  $f_y$ , an die sich ein Verfestigungsbereich bis zur Zugfestigkeit  $f_t$  anschließt. Dagegen zeigen die kaltverformten Betonstähle eine annähernd kontinuierliche Spannungs-Dehnungs-Linie, mit zum Teil äußerst geringer Verfestigung. Nach DIN 1045-1 [DIN1045-1] darf für Betonstäh-

le ohne ausgeprägte Streckgrenze der Wert bei einer Dehngrenze von 0,2% angesetzt werden.

Wenn die maximale Zugfestigkeit erreicht ist, schnürt sich der Stahl an der schwächsten Stelle unter örtlich größter Dehnung ein und bricht. Es stellen sich Werte für die Bruchdehnung zwischen  $\delta_{10} = 1\%$  für stark kaltverformte und  $\delta_{10} \geq 10\%$  für naturharte Stähle ein.

DIN 1045-1 sieht außerdem eine Klassifizierung der Betonstähle nach ihrer Duktilität vor. Normalduktile Stähle ( $\epsilon_{uk} \geq 2,5\%$ ) weisen ein  $f_t/f_y$  - Verhältnis von  $\geq 1,05$  auf, während für hochduktile Stähle ( $\epsilon_{uk} \geq 5\%$ ) ein Mindestverhältnis von  $f_t/f_y \geq 1,08$  nachzuweisen ist. Bild 5-2 zeigt die gemäß DIN 1045-1 relevanten Spannungs-Dehnungs-Linien für die Schnittgrößenermittlung bzw. die Bemessung im Querschnitt. Für die Schnittgrößenermittlung kann die Bruchdehnung entsprechend dem gewählten Stahl mit 2,5 % bzw. 5,0 % angesetzt werden. Für die Ermittlung der Steifigkeiten werden die charakteristischen Werte der Materialeigenschaften eingesetzt. Für die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit muss ein Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_s$  berücksichtigt werden. Die Bruchdehnung wird auf  $\epsilon_{su} = 2,5\%$  begrenzt (ansteigender Verlauf).

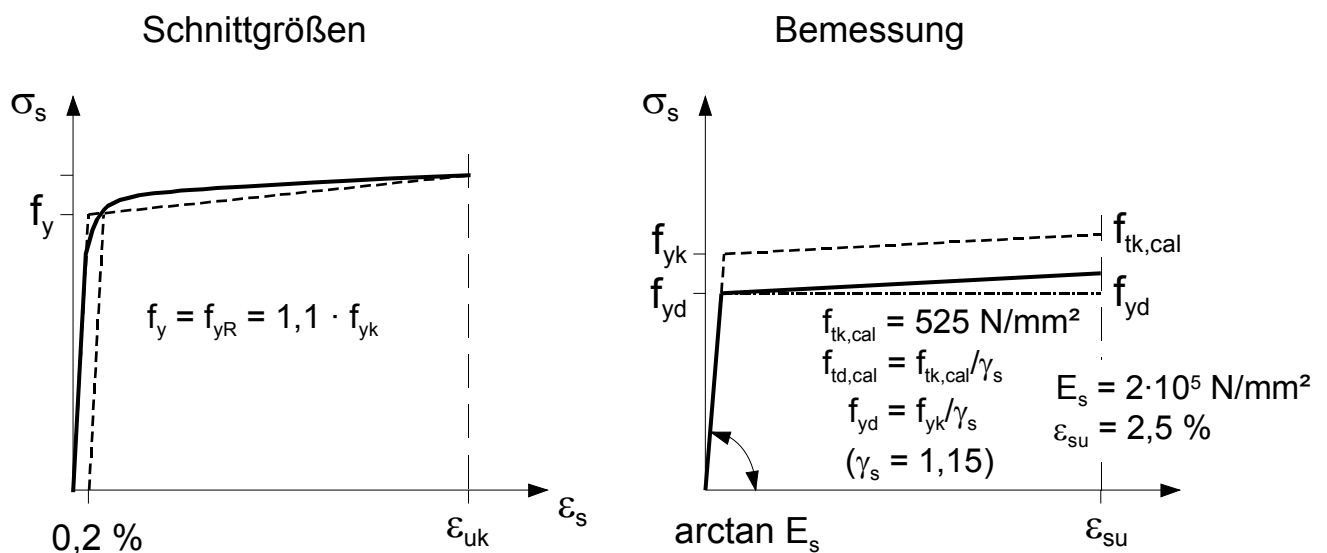


Bild 5-2: Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl nach DIN 1045-1 [DIN 1045-1]

Das Verhalten des Betonstahls bei Druck wird üblicherweise wie im Zugbereich angenommen. Dies ist allerdings nur dann gegeben, wenn die Betonstähle gegen seitliches Ausweichen gesichert sind.

## **5.2 Tension Stiffening (Mitwirken des Betons auf Zug zwischen den Rissen)**

Das Verhalten von Tragwerken aus Stahlbeton wird signifikant vom Zusammenwirken zwischen Beton und Bewehrung, dem Verbund, beeinflusst. Der Verbund ermöglicht die Kraftübertragung zwischen Beton und Betonstahl, so dass sich auch im gerissenen Zustand II beide Komponenten an der Lastabtragung beteiligen. Die Qualität des Verbundes wird wesentlich von der Betongüte, der vorhandenen Betonzugfestigkeit und den Eigenschaften der Rippen des Betonstahls beeinflusst.

Die Verbundverhältnisse bestimmen den Verlauf der Stahl- und Betondehnungen entlang der Bewehrung und damit die Größe und den Abstand der Risse und diese wiederum die Steifigkeit des Bauteils über die gesamte Bauteillänge. Hieraus folgt, dass die Verbundbedingungen auch den Verlauf der Verkrümmungen und somit auch die Größe der möglichen Rotationen in plastischen Gelenken in einem Tragwerk beeinflussen.

Da das Tragverhalten des Deckensystems EMSO im Wesentlichen von den Umlagerungen der Momente und den Verformungen abhängt, ist es erforderlich, die Verbundwirkung bei den Berechnungen wirklichkeitsnah zu berücksichtigen.

Die Verbundwirkung zwischen der Bewehrung und dem umgebenden Beton aktiviert das Mitwirken des Betons auf Zug, das so genannte Tension Stiffening (TS).

Für die nichtlineare Schnittgrößenermittlung ist der Einfluss der Zugversteifung auf die berechneten Bauteilsteifigkeiten zu berücksichtigen und darf nur bei günstiger Auswirkung auf das Bemessungsergebnis vernachlässigt werden. DIN 1045-1 [DIN1045-1] enthält im Vergleich zu früheren Entwürfen und dem EC 2 [EC2] keine genaueren Angaben zum Ansatz der Zugversteifung, da die Auswahl eines geeigneten Verfahrens wesentlich von der untersuchten Fragestellung und dem gewählten Nachweiskonzept abhängt [Zilc1].

Für den Effekt des Tension Stiffenings gibt es bei der numerischen Abbildung zwei Möglichkeiten (Bild 5-3). Das Zusammenwirken von Beton und Bewehrung kann durch Modifikation der Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons oder des Betonstahls erfasst werden.

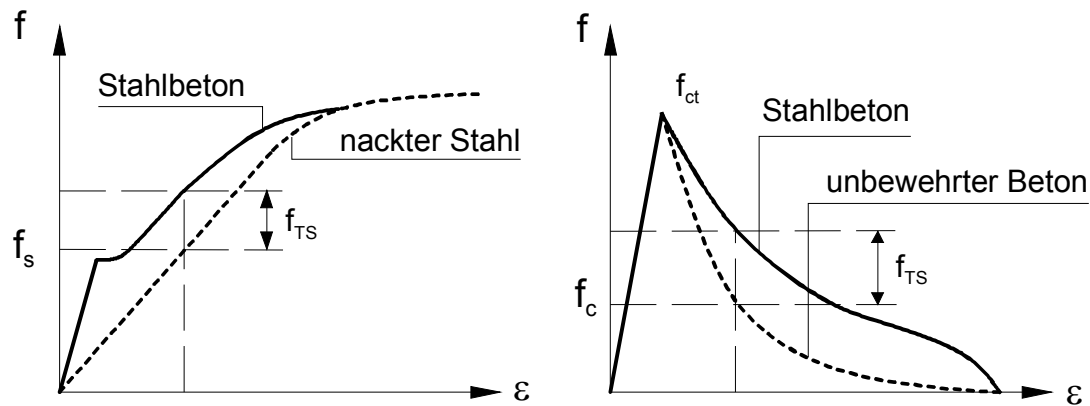


Bild 5-3: Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effekts ( $f_{TS}$ ) in der Stahlarbeitslinie (links) oder in der Betonarbeitslinie (rechts) nach [Find1]

Soll das Tension Stiffening auf der Betonseite berücksichtigt werden, so wird im Zugbereich der Spannungs-Dehnungs-Linie der abfallende Ast modifiziert. Dieser abfallende Ast definiert, jeweils über die Risse hinweg betrachtet, die mittlere Restzugspannung im Beton in Abhängigkeit von der mittleren Dehnung. Es erfolgt eine Erhöhung der Spannung  $f_c$  um  $f_{TS}$  gegenüber der Spannungs-Dehnungs-Linie des unbewehrten Betons. Die Restzugspannung ist dabei deutlich kleiner als die Zugfestigkeit des Betons  $f_{ct}$ .

Für die Abbildung des Tension Stiffening über die Eigenschaften des Betonstahls existieren in der Literatur zahlreiche Ansätze [Köni1], die meist empirisch abgeleitet wurden. Sie weichen z.T. erheblich voneinander ab, insbesondere bei kleinen Bewehrungsgraden. Ein allgemein gültiges Rechenmodell für den Verbund, das bei allen Stahlbetonbauteilen bei jeder Art von Querschnittshöhe, Bewehrungsanordnung, Material- und Verbundeigenschaften Gültigkeit hat, existiert nicht.

In den folgenden Ausführungen wird die Variante der modifizierten Stahlarbeitslinie (Bild 5-4) weiter verfolgt. Dieses Verfahren ist u.a. auch im EC 2, den früheren Entwürfen der DIN 1045-1 (12.98) und im Model Code 90 [MC90] enthalten. Die Grundlage hierfür bildet das Verbundgesetz, das für die Bestimmung des Spannungs- und Dehnungsverlaufes zwischen den Rissen benötigt wird.

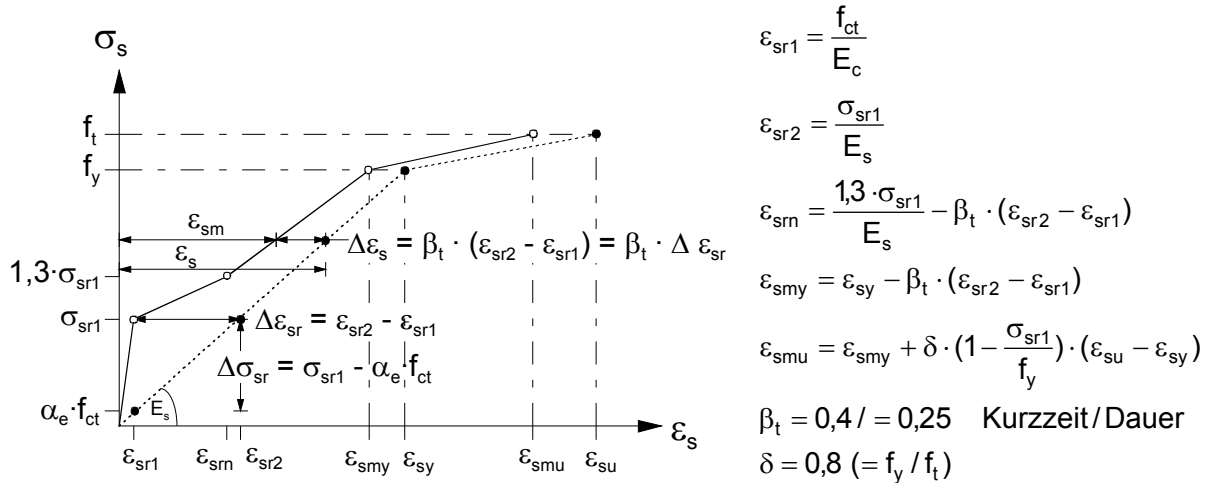


Bild 5-4: Spannungs-Dehnungs-Linie eines eingebetteten Bewehrungsstabes nach [MC90]

Bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$  mit der dazugehörigen Rissdehnung  $\varepsilon_{cr} = \varepsilon_{sr}$  verhalten sich die Betonspannungen  $\sigma_c$  und die Stahlspannungen  $\sigma_s$  in zugbeanspruchten Stahlbetonquerschnittsteilen linear, d.h.:

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c \quad (\text{Gl. 5-1})$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad (\text{Gl. 5-2})$$

Nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$  und dem Auftreten eines ersten Risses an der schwächsten Stelle des Betons werden über Verbund Zugkräfte in den Beton eingeleitet.

Bei der Abbildung des Tension Stiffening in der Spannungs-Dehnungs-Linie über die Eigenschaften des Betonstahls wird anstelle der „nackten“ Stahldehnung  $\varepsilon_{sr2}$  im jeweils betrachteten Querschnitt eine verringerte Stahldehnung  $\varepsilon_{sm}$  angesetzt. Dieser Wert ermittelt sich aus  $\varepsilon_{sr2}$  und einen Abzugsterm infolge Zugversteifung  $\Delta\varepsilon_{rs}$ .

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sr2} - \Delta\varepsilon_{rs} \quad (\text{Gl. 5-3})$$

Die Stahlspannung  $\sigma_{sr}$  (im Zustand II), die bei Risseintritt von der Bewehrung aufzunehmen ist, setzt sich aus einem Betonanteil in der Wirkungszone  $A_{c,eff}$  und aus einem Stahlanteil des ungerissenen Bereichs (Zustand I) zusammen. Sie lässt sich aus einem Kräfte-Gleichgewichtszustand bestimmen zu:

$$\sigma_{sr} \cdot A_s = f_{ct} \cdot A_{c,eff} + \sigma_{sr}^I \cdot A_s \quad (\text{Gl. 5-4})$$

Damit erhält man:

$$\sigma_{sr} = f_{ct} \cdot A_{c,eff}/A_s + \sigma_{sr}^I = f_{ct}/\rho_r + E_s \cdot \varepsilon_{sr} \quad (\text{Gl. 5-5})$$

mit Bewehrungsgrad:

$$\rho_r = A_s / A_{c,eff} \quad (\text{Gl. 5-6})$$

In Abhängigkeit des Bewehrungsgrades  $\rho_r$  kann für jede Spannung die dazugehörige Dehnung ermittelt werden. Die mittlere Stahldehnung  $\varepsilon_{sm}$  ergibt sich zu

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sr1} + \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left( 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left[ \frac{\sigma_{sr1}}{\sigma_s} \right]^2 \right) \text{ mit } \beta_1 = 1 (\text{Betonstahl}); \beta_2 = 1/0,5 (\text{Kurz- / Langzeit}) \quad (\text{Gl. 5-7})$$

Nach fortschreitender Rissbildung mit einem deutlich flacheren Anstieg der Arbeitslinie wird für  $\sigma_s \geq 1,3 \sigma_{sr}$  der Bereich der abgeschlossenen Rissbildung erreicht.

*Zilch/Rogge* [Zilc1] schlagen alternativ einen vereinfachten trilinearen Ansatz vor (Bild 5-5). Die Linie ergibt sich geometrisch durch Verlängerung der Stahlarbeitslinie für das abgeschlossene Rissbild bis zum Schnitt mit der Linie des Zustand I. Die Stahlspannung am Schnittpunkt der beiden Linien ergibt sich zu  $\sigma_s = \beta_t \cdot \sigma_{sr}$ . Dieser Wert hat keine besondere mechanische Bedeutung. Der Faktor  $\beta_t$  berücksichtigt die Art der Belastung, vgl. Bild 5-5. Andere Möglichkeiten, die Zugversteifung im Werkstoffmodell des Stahls zu erfassen, sind die fiktive Erhöhung des Elastizitätsmoduls oder des Bewehrungsquerschnittes.

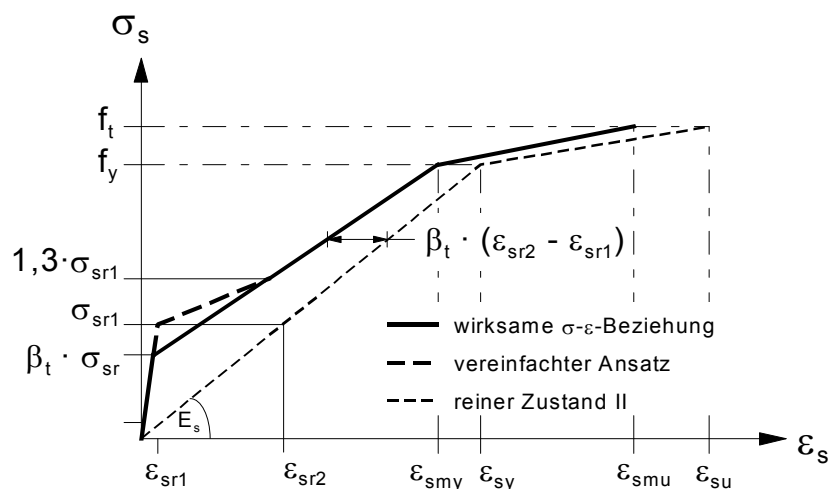


Bild 5-5: Vereinfachter trilinearer Ansatz nach Zilch/Rogge [Zilc1]

## **6 Nichtlineare Berechnung und Sicherheitskonzept**

Bei der Verwendung von Elementdecken für den Wohnungsbau handelt es sich in der Regel um einachsig gespannte Durchlaufsysteme. Die Durchlaufwirkung dieser statisch unbestimmten Systeme wird durch eine obere Bewehrung in der Ortbetongerfüllung erreicht. Diese Bewehrung wird bei den herkömmlichen Elementdecken in Form einer Betonstahlbewehrung angeordnet. Wie in Kapitel 2 erläutert, kann die Bemessung einer Elementdecke, unter den dort genannten Voraussetzungen, als Vollplatte erfolgen.

Ziel dieses Kapitels ist die Erläuterung nichtlinearer Berechnungsverfahren, da diese die Grundlage für die Beschreibung des Tragverhaltens des neuen Deckensystems und die daraus entwickelten Bemessungsansätze bilden. Außerdem wird das für die Bemessung relevante Sicherheitskonzept vorgestellt.

Der Ausdruck „nichtlineare Verfahren“ bezieht sich nach DIN 1045-1, 8.1 (5) [DIN1045-1], auf Berechnungsverfahren, welche die physikalisch nichtlinearen Verformungseigenschaften der verwendeten Materialien von Stahlbetonquerschnitten berücksichtigen.

### **6.1 Verfahren zur Schnittgrößenermittlung**

Mit der Einführung der DIN 1045-1 wurde in Deutschland die breite Anwendung von nichtlinearen Verfahren unter Berücksichtigung des verformungsabhängigen Materialverhaltens zur Schnittgrößenermittlung in der Massivbaupraxis ermöglicht. Nach der alten DIN 1045 [DIN 1045] wurden Tragwerke aus Stahlbeton in der Regel auf Grundlage der im Zustand I linear-elastisch ermittelten Schnittgrößen bemessen. Steifigkeitsabminderungen infolge Rissbildung konnten berücksichtigt werden, indem die Schnittgrößen umgelagert wurden. Durch die Verwendung von wirklichkeitsnäheren nichtlinearen Verfahren, welche die plastischen Verformungen berücksichtigen, ist es möglich, den Widerspruch, im Zustand I die Schnittgrößen zu ermitteln und im Zustand II zu bemessen, aufzuheben.

Bei der Bemessung mit den Schnittgrößen im Zustand II steht nicht mehr der einzelne Querschnitt im Mittelpunkt der Sicherheitsbetrachtung, sondern die Systemtragfähigkeit. Dies bedeutet, dass sich hoch beanspruchte Bauteile eines Tragwerks durch Rissbildung im Beton bzw. Fließen des Betonstahls dem Lastabtrag entziehen können. Es kommt zu einer Umlagerung der Schnittgrößen auf weniger beanspruchte

Bauteile. Dadurch werden Traglastreserven aktiviert, die mit dem Grad der statischen Unbestimmtheit ansteigen. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nicht als das Versagen einzelner Querschnitte, sondern als Versagen des Gesamtsystems definiert. Durch die Aktivierung der Systemtragfähigkeit ist eine wirtschaftlichere Dimensionierung möglich, allerdings zu Lasten eines höheren Rechenaufwandes bei Schnittgrößenermittlung und Bemessung.

Die Fähigkeit, Schnittgrößen umzulagern, wird im Tragwerk durch plastische Verdrehungen bzw. Rotationen der gerissenen Querschnitte ermöglicht. Es ist daher bei Stahlbetontragwerken ein Nachweis ausreichender Rotationsfähigkeit zu führen, vgl. hierzu auch die Ausführungen in Kapitel 6.3.

Gemäß DIN 1045-1 sind grundsätzlich vier Arten von Berechnungsverfahren vorgesehen. Sie unterscheiden sich im Wesentlichen durch den Grad der Berücksichtigung bzw. Ausnutzung des nichtelastischen Werkstoffverhaltens des Stahlbetons:

- Linear - elastische Berechnung ohne Momentenumlagerung
- Linear - elastische Berechnung mit begrenzter Momentenumlagerung
- Nichtlineare Berechnungsverfahren
- Verfahren nach der Plastizitätstheorie.

Alle vier Verfahren der Schnittgrößenermittlung sind mit einigen Ergänzungen auch im Entwurf der DAfStb-Richtlinie [DAfStb1] aufgeführt.

### **6.1.1 Linear-elastische Schnittgrößenermittlung ohne Momentenumlagerung**

Die linear-elastische Schnittgrößenermittlung ist die Grundlage der konventionellen Statik. Nach vereinfachten Annahmen und unter Annahme linear-elastischen Materialverhaltens werden die Schnittgrößen unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen ermittelt. Die Steifigkeit des Tragwerkes wird als konstant und lastunabhängig angenommen. Es wird eine Linearität zwischen Belastung, Schnittgrößen und Verformung angenommen. Dies heißt, dass das Verhalten des Querschnitts die Verteilung der Schnittgrößen nicht beeinflusst und mögliche Umlagerungen durch Fließgelenkbildung nicht erfasst werden. Für die anschließende Bemessung auf Querschnittsebene werden dann die physikalisch nichtlinearen Effekte durch entsprechende nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Linien der Materialien berücksichtigt.

Das tatsächliche Tragverhalten wird nur bedingt wiedergegeben und die Bemessung lässt nicht immer wirtschaftliche Lösungen zu. Das Verfahren führt aber mit einem



geringen Berechnungsaufwand, meist durch „Handrechnung“, zu ausreichend zuverlässig bemessenen Tragwerken. Ein weiterer Vorteil des Verfahrens liegt in der Gültigkeit des Superpositionsprinzips.

### 6.1.2 Linear-elastische Schnittgrößenermittlung mit Momentenumlagerung

Die linear-elastische Schnittgrößenermittlung mit Momentenumlagerung stellt eine starke Vereinfachung der nichtlinearen Berechnung dar. Es ergeben sich wirtschaftliche bzw. konstruktive Vorteile gegenüber linear-elastischer Berechnung. Sie trägt der physikalischen Wirklichkeit Rechnung, dass sich bei statisch unbestimmt gelagerten Tragwerken im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Schnittgrößen gegenüber der linear-elastischen Berechnung infolge Rissbildung und durch plastische Verformungen umverteilen. Die maximalen Schnittgrößen werden mit dem Faktor  $\delta$  abgemindert und die zugehörigen Schnittgrößen unter Einbehaltung der Gleichgewichtsbedingungen ermittelt. Bild 6-1 zeigt das Prinzip der Momentenumlagerung am Beispiel eines Zweifeldträgers mit dem auf das Stützmoment bezogenen Umlagerungsfaktor  $\delta$  (s. hierzu auch Kapitel 6.4).

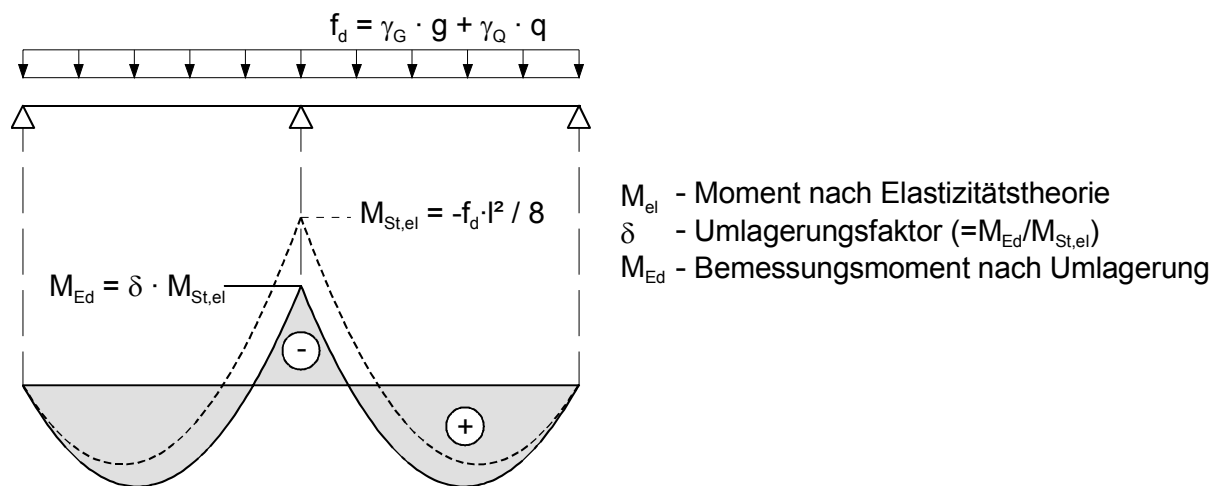


Bild 6-1: Prinzip der Schnittgrößenermittlung mit Umlagerung

Grundsätzlich ist auch eine Umlagerung der Feldmomente in den Stützbereich zulässig, bietet aber im Allgemeinen keine wirtschaftlichen Vorteile. Durch die planmäßige Ausnutzung der Umlagerungen kann bei vorwiegend auf Biegung beanspruchten Bauteilen eine gleichmäßigere Bewehrungsverteilung und insgesamt geringere Bewehrungsmenge erreicht werden.

Die maximal zulässigen Momentenumlagerungen sind von der vorhandenen Rotationsfähigkeit abhängig. In der DIN 1045-1 werden bei einem vereinfachten Nachweis zulässige Umlagerungsfaktoren  $\delta$  in Abhängigkeit von der Betongüte und der Stahlduktilität durch Begrenzung der Druckzonenhöhe angegeben. Bei diesem vereinfachten Verfahren sind Umlagerungen bis zu 15% bei normalduktilen Stahl (Stahl der Klasse B) bzw. 30% bei hochduktilen Stahl (Stahl der Klasse A) möglich. Alternativ kann auch ein rechnerischer Nachweis der plastischen Rotation der kritischen Bereiche geführt werden.

Das Verfahren der nichtlinearen Schnittgrößenermittlung mit Umlagerung bietet bei Anwendung des vereinfachten Rotationsnachweises gegenüber plastischen und nichtlinearen Verfahren hinsichtlich des Rechenaufwandes eine einfache Handhabung.

### **6.1.3 Nichtlineare Berechnungsverfahren**

Das Ziel nichtlinearer Berechnungen liegt darin, für Schnittgrößenermittlung und Bemessung dasselbe nichtlineare Materialgesetz zu verwenden und das tatsächliche Tragwerksverhalten durch die wirklichkeitsnahe Erfassung der Bauteilsteifigkeiten zutreffend zu beschreiben.

In einem iterativen Lösungsprozess werden über nichtlineare Momenten-Krümmungs-Beziehungen, ausgehend von einer vorgeschätzten Bewehrung, mit jedem Belastungsschritt die Querschnittsteifigkeiten elementweise ermittelt und erneut angepasst. Dieses wird so oft mit veränderter Bewehrung wiederholt, bis sich eine Konvergenz einstellt. Der Berechnungsvorgang ist sehr aufwändig und setzt in der Regel die Anwendung von Computerprogrammen unter Anwendung von Finite-Element-Methoden voraus.

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit wird erreicht, wenn in einem beliebigen Querschnitt die kritischen Grenzdehnungen des Betons oder des Betonstahls oder am Gesamtsystem der Grenzzustand der Stabilität erreicht wird.

Nichtlineare Verfahren dürfen auch für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit verwendet werden. Allerdings muss die Schnittgrößenermittlung getrennt erfolgen, da im Regelfall unterschiedliche Einwirkungskombinationen anzusetzen sind.

### 6.1.4 Verfahren nach der Plastizitätstheorie - Fließgelenkverfahren

Bei der Schnittgrößenermittlung mit dem plastischen Verfahren, auch Fließgelenkverfahren genannt, wird von einem starr-elastischen Werkstoffverhalten ausgegangen. Es werden alle Verformungsanteile im elastischen Bereich des Bauteils vollständig vernachlässigt. Das Bauteil wird bis zum Erreichen der Fließgrenze als völlig starr und danach ohne weitere Laststeigerung völlig frei verformbar betrachtet. Mit dem Fließgelenkverfahren wird die zum Versagen des Tragwerks als Gesamtsystem führende Traglast ermittelt. Dieses Verfahren eignet sich nur für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Tragwerksbetrachtungen gemäß Elastizitätstheorie gehen vom Systemversagen aus, wenn an einer beliebigen Stelle die Tragfähigkeit überschritten ist (Bild 6-2a).

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit tritt ein, wenn die Festigkeit in der äußeren Randfaser des maßgebenden Querschnitts erreicht ist. Es ergibt sich die geringste aufnehmbare Kraft  $Q_1$ . Bildet sich aber ein plastisches Gelenk aus, wie bei der Biegebemessung nach der alten DIN 1045 [DIN1045] angesetzt, so kann sich bei statisch unbestimmten Tragwerken ein stabiler Zustand einstellen und das höhere Lastniveau  $Q_2$  wird erreicht (Bild 6-2b). Weitere Laststeigerungen sind durch die Aktivierung der Systemreserven bei Zunahme der Verformungen möglich. Erst dann, wenn sich in einem weiteren Bereich ein plastisches Gelenk gebildet hat und es zur Ausbildung einer kinematischen Kette kommt, versagt das System und die Traglast  $Q_3$  ist erreicht (Traglastverfahren nach Bild 6-2c).

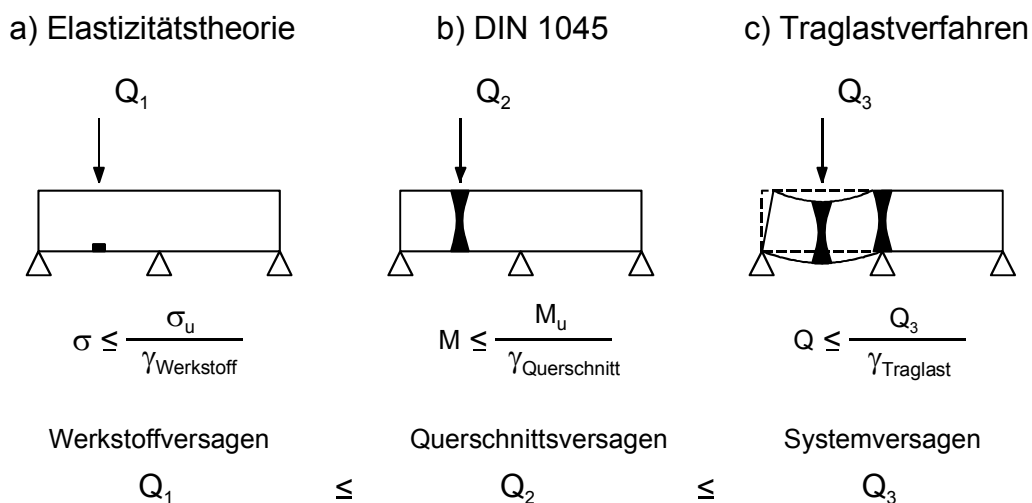


Bild 6-2: Rechnerische Grenzzustände nach unterschiedlichen Definitionen aus [Dudd1]

Beim Fließgelenkverfahren (bzw. Traglastverfahren) werden die sich in Wirklichkeit über eine bestimmte Länge erstreckenden Bereiche vereinfachend als punktförmige Fließgelenke idealisiert. Die Bereiche, die dazwischen liegen, bleiben elastisch (Bild 6-3). Entscheidend für das Ergebnis der Berechnung ist das Auffinden der maßgebenden, vom statischen System, der Steifigkeitsverteilung und Belastung abhängigen kinematischen Kette. Für Stabtragwerke ist das im Allgemeinen unproblematisch, wenn, wie in Bild 6-3 beispielhaft an einem Zweifeldträger gezeigt, das erste Fließgelenk über der Stütze ( $M_{St,pl}$ ) eingeführt wird. Jedes Feld wirkt nun wie ein Einfeldträger mit dem Randmoment  $M_{St,pl}$ . Das zweite Fließgelenk wird sich dann bei weiterer Laststeigerung im Feld ( $M_{F,pl}$ ) einstellen.

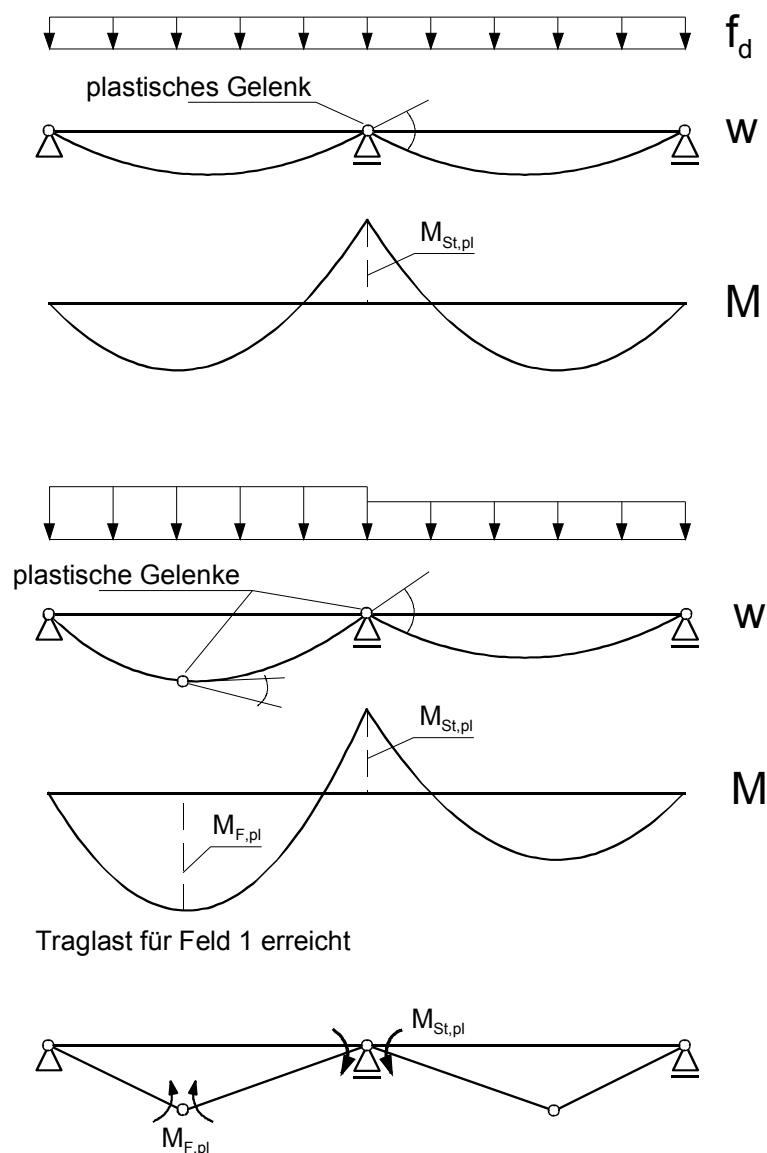


Bild 6-3: Ausbildung einer kinematischen Kette

Bei linearer Berechnung sind für das maßgebende Feld- bzw. Stützmoment getrennte Verkehrslaststellungen zu untersuchen. Wie später noch ausführlich in Kapitel 8 erläutert wird, bildet sich beim Ansatz des Stahlfasermomentes ( $M_{\text{SFB}} = M_{\text{St,pl}}$ ) im Stützbereich ein plastisches Gelenk aus. Bei weiterer Laststeigerung wird das System als Kette von Einfeldbalken betrachtet, bis schließlich auch im Feld das plastische Moment ( $M_{\text{F,pl}}$ ) auftritt. Der Einfluss der benachbarten Felder verschwindet im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Stütz- und Feldbereich werden voll ausgenutzt. Als Standardfall für die Bemessung kann also der Lastfall Volllast aus Eigengewicht und Verkehrslast angesetzt werden (Bild 6-4).

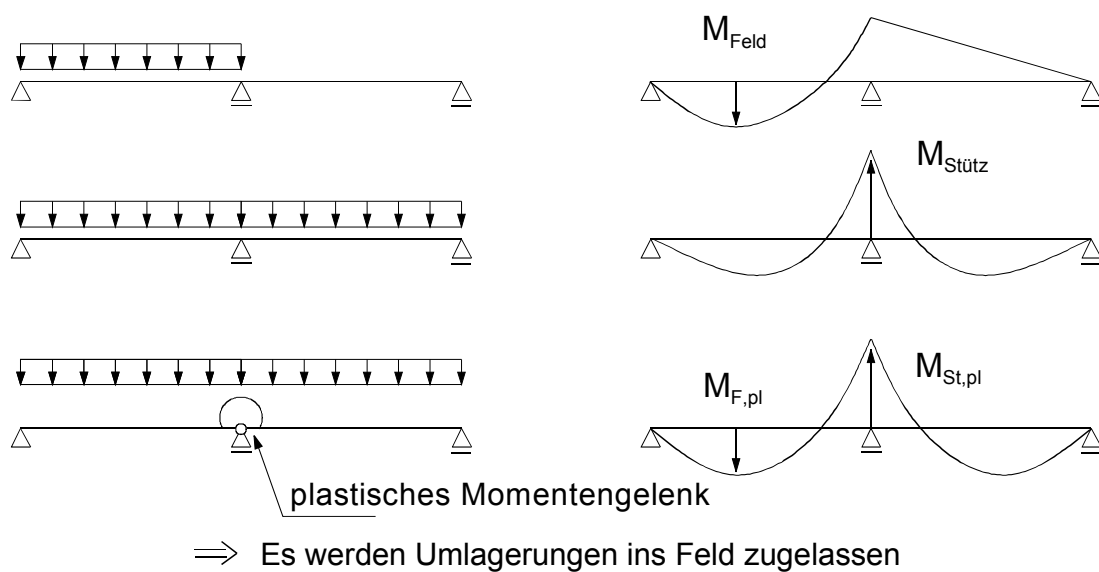


Bild 6-4 Umlagerungen ins Feld beim Lastfall Volllast aus Eigengewicht und Verkehr

## 6.2 Schnittgrößenermittlung bei Elementdecken

Grundsätzlich sind alle vier im Kapitel genannten Berechnungsverfahren zur Schnittgrößenermittlung für Elementdecken anwendbar.

Das jeweils angewendete Bemessungsverfahren hat aber unterschiedliche Anforderungen an den verwendeten Betonstahl und somit auch auf die Ausführung der Gitterträger.

Die bisherige Zulassung für die Gitterträger basierte auf den Bemessungen nach der alten DIN 1045. Die dort durchgeführte Bemessung entspricht im Prinzip der linear-elastischen Schnittgrößenermittlung und den dort geforderten Duktilitätsanforderungen nach der neuen DIN 1045-1. So sind die Gitterträger im Wesentlichen aus nor-

malduktilen Betonstahl BSt 500 M (Klasse A) gefertigt. Die Zulassungen lassen zwar andere Betonstahlsorten für die Herstellung von Gitterträgern zu, dies bildete bisher aber eine Ausnahme [Furc1].

Wird von der Momentenumlagerung bei linear-elastischer Schnittgrößenermittlung Gebrauch gemacht, bestimmt sich nach die DIN 1045-1 die Höhe in Abhängigkeit von der gewählten Betonstahlsorte (vgl. Kapitel 6.1.2). So können Momentenumlagerungen in Höhe von 15 bis 30% von der Stütze ins Feld nur mit hochduktilen Betonstahl vorgenommen werden. Eine obere Biegezugbewehrung muss dann die Duktilitätsklasse B aufweisen. Im Feld reicht dann allerdings die Ausführung der Untergurtstäbe der Gitterträger in normalduktilen Betonstahl aus.

Für die Bemessung von Elementdecken nach nichtlinearen Verfahren bzw. Verfahren nach der Plastizitätstheorie liegen bisher keine Erfahrungen vor [Furc1]. Da hier aber nach DIN 1045-1 zum Nachweis der Rotationsfähigkeit der Einsatz hochduktiler Betonstähle gefordert wird, ist die Anwendung der Gitterträger nach den aktuellen Zulassungen ausgeschlossen.

### **6.3 Rotationsfähigkeit**

Für die Umlagerung der Momente bei biegebeanspruchten Bauteilen muss nachgewiesen werden, dass der Querschnitt ausreichend verformungsfähig ist. Die Untersuchungen zur Rotationsfähigkeit von Stahlbetonbauteilen sind Bestandteil vieler theoretischer und experimenteller Arbeiten (z.B. in [Lang2], [Rao1]). Zur Rotationsfähigkeit von Stahlfaserbeton gibt es nur wenige Untersuchungen. Die meisten Experimente wurden im Zusammenhang unter dem Beanspruchungszustand einer Tunnelschale durchgeführt ([Hemm1], [Nits1], [Ortu1], [Feye1]). Diese Versuche wurden an M/N-Prüfständen unter Variation der bezogenen Ausmitte  $e/h$  ausgeführt. Nachfolgend werden die Grundbegriffe der Rotation erläutert.

### 6.3.1 Grundbegriffe der Rotation

Zunächst sollen die geometrischen und mechanischen Zusammenhänge bezüglich der Biegeverformungen an einem differentiellen Element  $l_s$  eines Biegebalkens dargestellt werden.

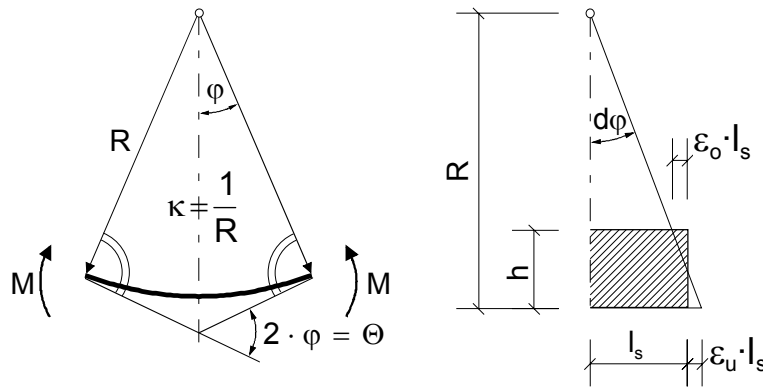


Bild 6-5: Verformungsgrößen am Stabelement  $l_s$

Bild 6-5 zeigt ein unter konstanter Krümmung verformtes Stabelement der Länge  $l_s$ . Die Krümmung lässt sich aus der Dehnung der Randfasern  $\varepsilon_o$  und  $\varepsilon_u$  sowie der Querschnittshöhe  $h$  mit Hilfe der Gleichung (Gl. 6-1) bestimmen.

$$\kappa = \frac{\varepsilon_o + \varepsilon_u}{h} = \frac{1}{R} \quad (\text{Gl. 6-1})$$

Analog gilt:

$$\kappa = \frac{M}{EI} \quad (\text{Gl. 6-2})$$

Für die Biegeverdrehung  $\varphi$  ergibt sich folgende Beziehung:

$$d\varphi = \frac{l_s}{\varphi} = \kappa l_s = \frac{l_s(\varepsilon_o + \varepsilon_u)}{d} \Rightarrow \varphi = \int \kappa l_s = \varphi_A + \varphi_B \quad (\text{Gl. 6-3})$$

Daraus resultiert die Rotation  $\varphi$  eines Bauteils an einem Einfeldträger aus der Integration der Bauteilverkrümmung  $\kappa$  entlang der gekrümmten Bauteilachse. Anschaulich lässt sich der Rotationswinkel als Gesamtverdrehung  $\theta$  des Balkens oder auch als Summe der gegenseitigen Verdrehungen der Balkenenden  $\varphi_A$  und  $\varphi_B$  interpretieren und für ein beliebiges statisches System aus dem Krümmungsverlauf zwischen den Momentennullpunkten bestimmen.

Bild 6-6 zeigt die Beziehungen am Beispiel eines Einfeldträgers aus Stahlbeton. Ausgehend von den Spannungs-Dehnungs-Linien der verwendeten Materialien kann für den vorliegenden Querschnitt die Momenten-Krümmungs-Beziehung ermittelt

werden. Hieraus kann bei bekanntem Momentenverlauf über die Trägerlänge der Krümmungsverlauf abgeleitet werden. Ist das plastische Moment  $M_{pl}$  erreicht, wird die Querschnittsverkrümmung im Feld zunehmen, bis das Bruchmoment  $M_u$  erreicht ist und es zum Versagen des Systems kommt.

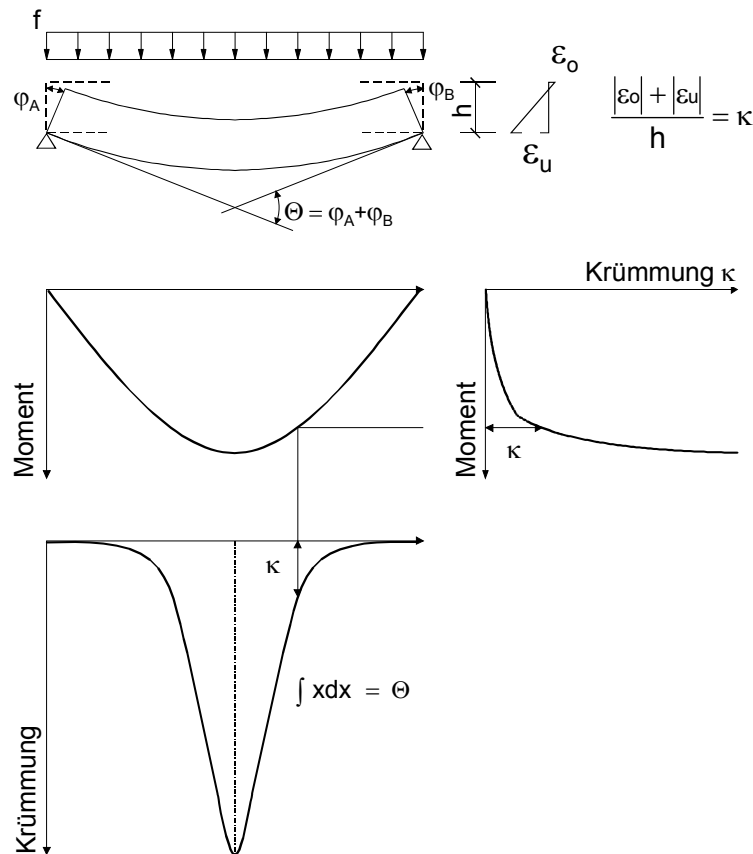


Bild 6-6: Darstellung der Momenten- Krümmungs-Beziehung am Einfeldträger

### 6.3.2 Rotationsfähigkeit am statisch unbestimmten System

Die Verformungsfähigkeit der angenommenen Fließgelenke unter den ermittelten Systemtraglasten ist sicherzustellen. Dafür stellt die DIN 1045-1 für den Nachweis ausreichender plastischer Rotationsfähigkeit einen vereinfachten Nachweis zur Verfügung. Der Nachweis ist erbracht, wenn die vorhandene Rotation  $\theta_E$  den Bemessungswert der möglichen Rotation  $\theta_{pl,d}$  nicht überschreitet.

Am Beispiel des in Bild 6-7 dargestellten Systems soll die erforderliche plastische Rotationsfähigkeit an einem statisch unbestimmten System erläutert werden. Dargestellt ist ein Zweifeldträger mit Rechteckquerschnitt unter der Gleichlast  $f$ . Bis zum Erreichen des Rissmomentes  $M_{cr}$  (Punkt 1/2) ist die Steifigkeit über die Stablänge



annähernd konstant, da der Einfluss der Bewehrung auf die Steifigkeit relativ gering ist. Das Rissmoment  $M_{cr}$  wird daher über der Stütze und im Feld fast gleichzeitig erreicht (Punkt 1/2). Nach Rissbildung und weiterer Laststeigerung bildet sich bei entsprechender Parameterkonstellation, d.h. Bewehrungsmenge, über der Stütze das erste Fließgelenk (Punkt 3) aus. Das zweite Fließgelenk wird sich dann im Feld (Punkt 4) bilden. Das Stützmoment  $M_{St,pl}$  bewegt sich dann von (Punkt 3) auf (Punkt 4), mit einer plastischen Rotation  $\varphi_{pl}$ , bis auch das Feldmoment das Bemessungsmoment  $M_{F,pl}$  erreicht hat, wobei das Stützmoment nicht weiter ansteigt. Die Tragfähigkeit des Systems ist erreicht, da sich jetzt die kinematische Kette eingestellt hat. Dies ist aber nur möglich, wenn eine ausreichende Rotationsfähigkeit im Stützquerschnitt vorhanden ist, die die Verdrehung von (Punkt 3) nach (Punkt 4) zulässt.

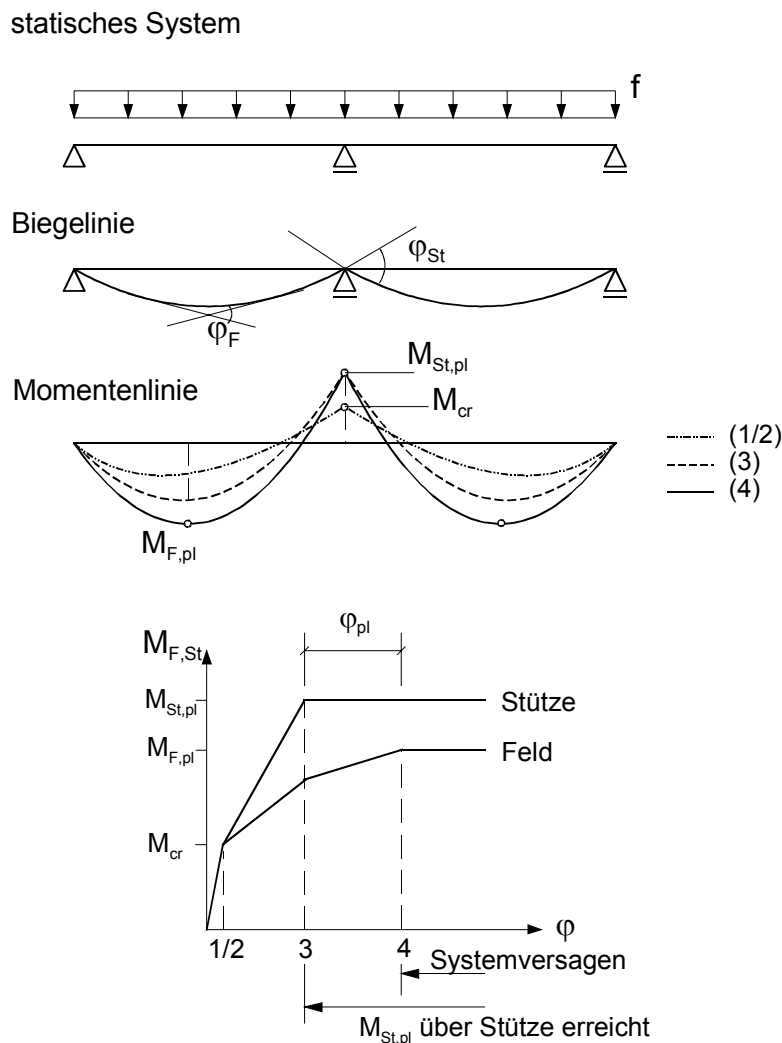


Bild 6-7: Statisches System, Biegelinie, Momentenlinie und Verlauf der Rotation eines Zweifeldträgers

## 6.4 Schnittgrößenumlagerung

Als Schnittgrößenumlagerung wird das Verhältnis zwischen dem linear-elastisch ermittelten Moment  $M_{el}$  und dem tatsächlich vorhandenen Moment  $M_{vorh}$ , das sich unter den wirklichen Steifigkeitsverhältnissen einstellt, bezeichnet.

Es wird in diesem Zusammenhang noch unterschieden zwischen dem Umlagerungsfaktor und dem Umlagerungsgrad:

- Umlagerungsfaktor

$$\delta = \frac{M_{vorh}}{M_{el}} \quad (\text{Gl. 6-4})$$

- Umlagerungsgrad

$$(1 - \delta) = \frac{M_{el} - M_{vorh}}{M_{el}} = \frac{\Delta M}{M_{el}} \quad (\text{Gl. 6-5})$$

Da das Momentenverhältnis an einem statisch unbestimmten System, z.B. einem Durchlaufträger, bei Laststeigerung verschiedene Verformungszustände durchläuft, ändert sich auch der Umlagerungsgrad bzw. -faktor. Bild 6-8 zeigt beispielhaft die Momentenumlagerung unter der Gleichlast  $q$  am beidseitig eingespannten Träger mit Rechteckquerschnitt und gleicher Bewehrung im Feld und über der Stütze [Zilc3].

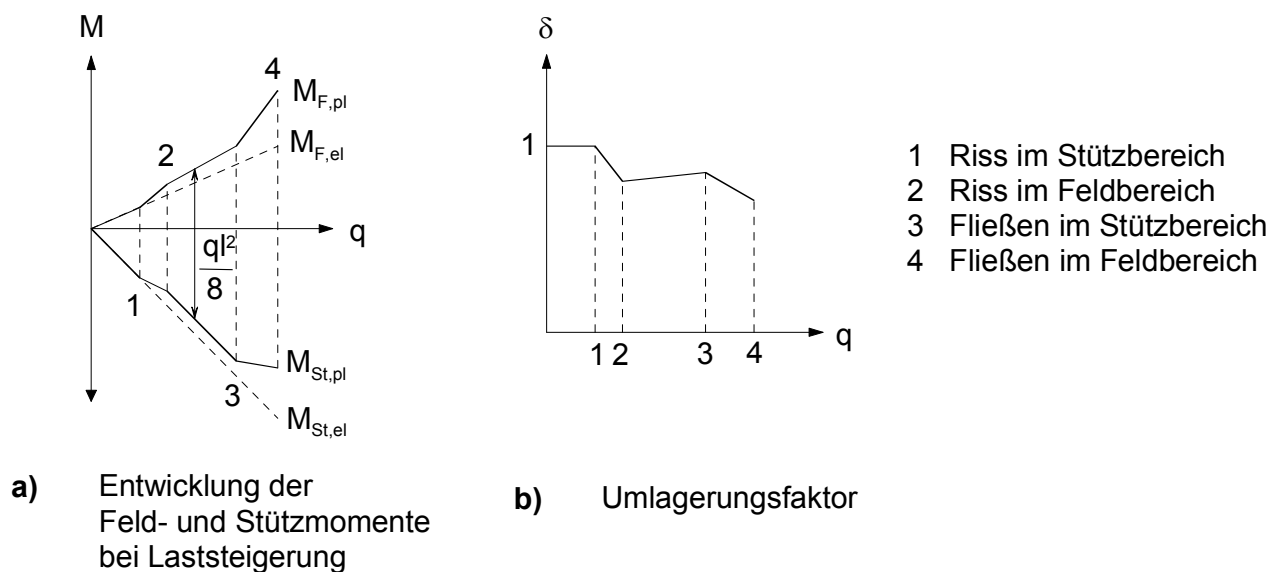
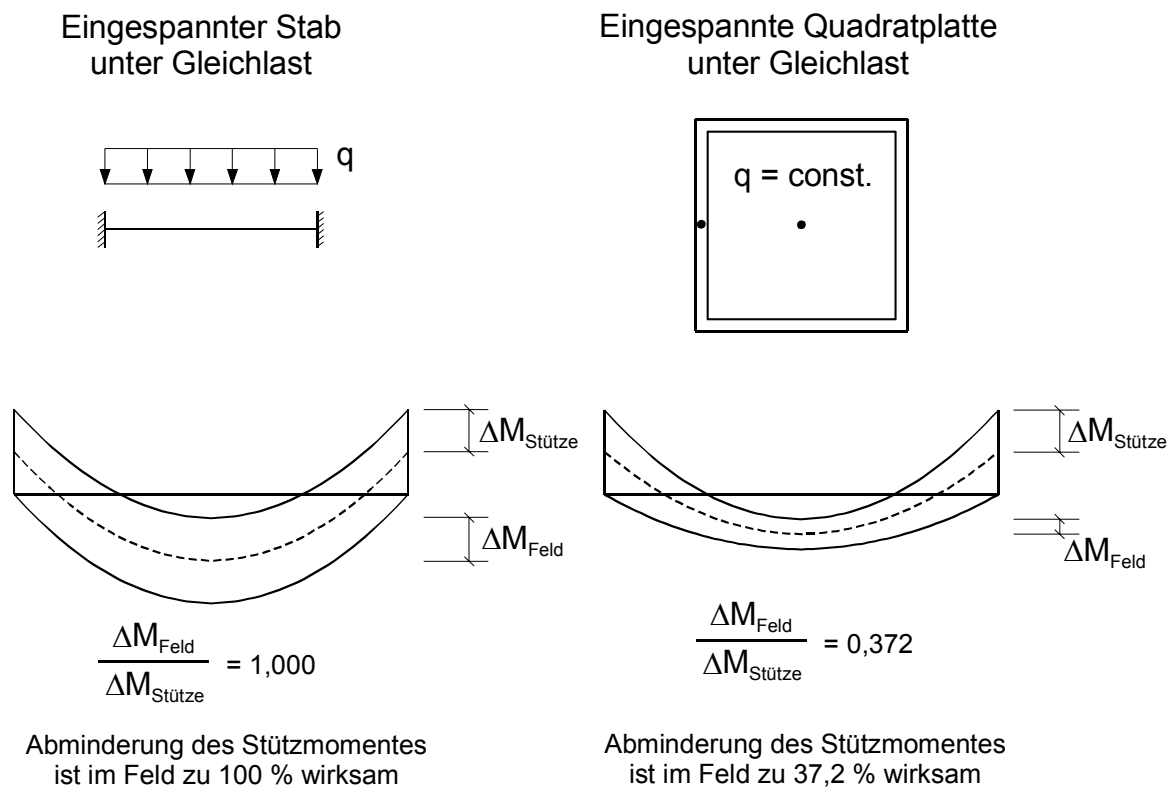


Bild 6-8: Momentenumlagerung am beidseitig eingespannten Träger [Zilc3]

Bei üblichen Stahlbetonbauteilen wird die Schnittgrößenverteilung maßgeblich von der Bewehrungsanordnung gesteuert. Dies gilt auch schon für den Gebrauchszustand, da hier oft der Zustand II (gerissene Zugzone) vorliegt. Beschränkt wird die Größe der Umlagerung der Momente durch das Einhalten der Forderungen an die Gebrauchstauglichkeit und die begrenzte Rotationsfähigkeit.

Bei Flächentragwerken stellen sich durch den zweiachsialen Lastabtrag noch weitere Tragfähigkeitsreserven, durch die Umlagerungsmöglichkeiten günstig beeinflusst, ein. Bild 6-9 zeigt den Vergleich zwischen einem beidseits eingespannten Stab und einer allseits eingespannten Quadratplatte unter der Gleichlast  $q$  [Find1]. Während sich bei einer Umlagerung der Einspannmomente des Stabes die Feldmomente um den gleichen Betrag erhöhen, führt die Abminderung des Stützmomentes bei der Platte nur zu einer Erhöhung des Feldmoments um 37,2 %, da die Belastung in zwei Richtungen abgetragen werden kann.



**Bild 6-9: Vorteile des zweiachsialen Lastabtrages**

## 6.5 Sicherheitskonzept

### 6.5.1 Allgemeines

Grundlage des zur Zeit angewendeten Sicherheitskonzepts im Bauwesen ist das Einhalten eines Sicherheitsabstandes  $Z$  zwischen den Einwirkungen  $E$  und den Widerständen  $R$  eines Bauteils bzw. Tragwerks. Die Einwirkungen bzw. Widerstände lassen sich nur mit gewissen Unsicherheiten vorhersagen und unterliegen Streuungen, die sich in Häufigkeitsverteilungen darstellen lassen, siehe Bild 6-10.

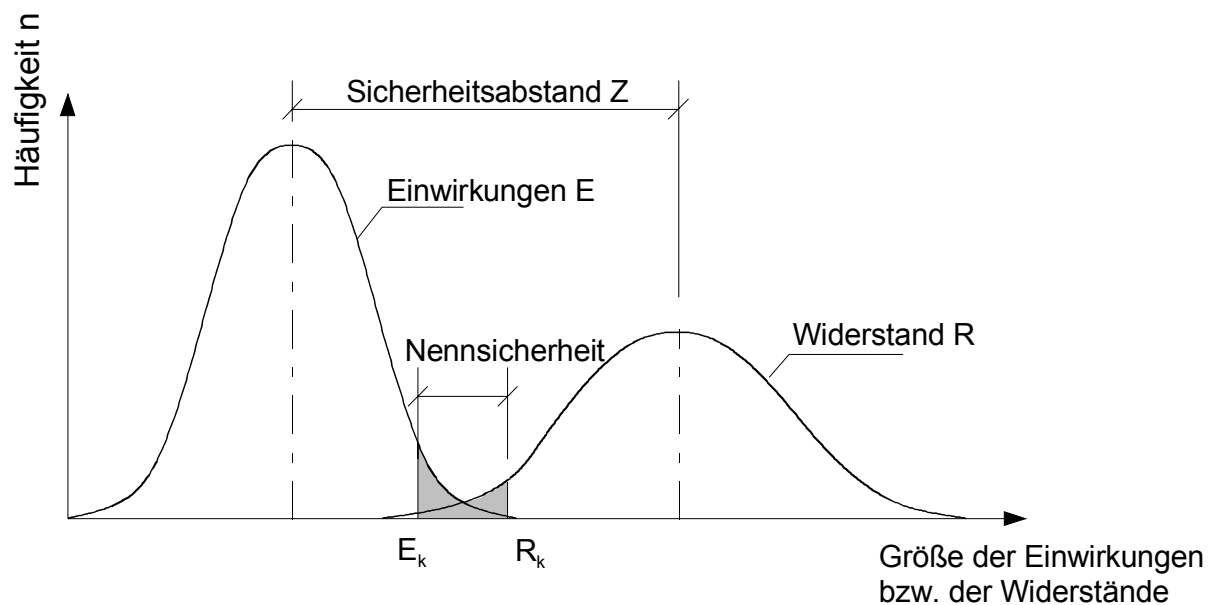


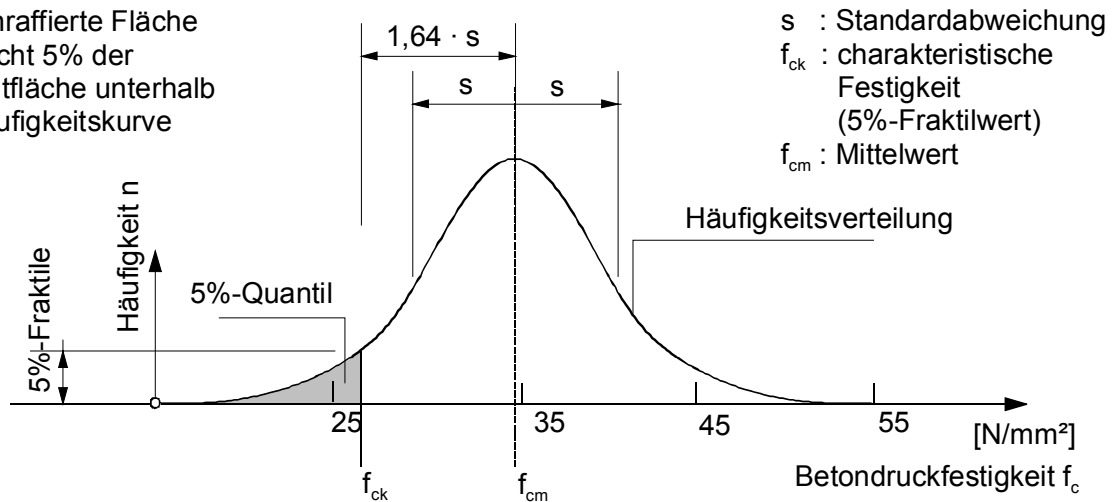
Bild 6-10: Sicherheitsabstand  $Z$  zwischen den Häufigkeitsverteilungen der Einwirkungen  $E$  und der Widerstände  $R$

Bild 6-11 zeigt beispielhaft die Häufigkeitsverteilung für einen Bauteilwiderstand  $R$ , hier der Betondruckfestigkeit  $f_c$ . Die kennzeichnenden Größen sind:

- der Mittelwert der Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$
- der 5%-Quantilwert  $f_{ck;0,05}$
- der 95%-Quantilwert  $f_{ck;0,95}$ .

Der 5%-Quantilwert ist derjenige Wert, der von 5% der Gesamtheit der Proben nicht erreicht wird bzw. von 95% aller Proben erreicht und überschritten wird. Dieser Wert legt in den jeweiligen Normen die Einteilung der Betonfestigkeitsklassen fest. Analog können für Betonstahl und Spannstahl die kennzeichnenden Werte festgelegt werden, wobei die Streuungen für die Festigkeitswerte des Betons deutlich größer als für den Betonstahl sind.

Die schraffierte Fläche entspricht 5% der Gesamtfläche unterhalb der Häufigkeitskurve



*Bild 6-11: Häufigkeitsverteilung, dargestellt am Beispiel der Betondruckfestigkeit  $f_c$  und Definition der Baustoffkennwerte  $f_{ck}$  und  $f_{cm}$  nach [Womm1]*

Auch die Einwirkungen  $E$  unterliegen Streuungen, die sich in Häufigkeitsverteilungen darstellen lassen. Allerdings ist je nach Einwirkungsart, ständig oder veränderlich, die Abweichungen von dem statistischen Mittelwert unterschiedlich [Gori1], d.h. man erhält für jede Einwirkungsart eine eigene Häufigkeitsverteilung. Bei ständigen Einwirkungen ist im Allgemeinen ein einziger charakteristischer Wert ausreichend. Für örtlich und zeitlich veränderliche Einwirkungen wird meistens ein oberer charakteristischer Wert angesetzt.

Prinzipiell kann zwischen dem Sicherheitskonzept mit globalen Sicherheitsbeiwerten und dem Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten unterschieden werden, was nachfolgend zusammenfassend erfolgt.

## 6.5.2 Sicherheitskonzept mit globalem Sicherheitsbeiwert

Die Sicherheit eines Tragwerks bzw. eines seiner Teile wird durch einen globalen Sicherheitsbeiwert nachgewiesen. Ein vorgegebener Abstand  $\gamma_{\text{Global}}$  sichert die charakteristische Beanspruchung  $E_k$  (oberer Fraktilwert) gegen den charakteristischen Widerstand  $R_k$  (unterer Fraktilwert) wie folgt ab:

$$\gamma_{\text{Global}} \cdot E_k \leq R_k \quad \text{bzw.} \quad E_k \leq R_k / \gamma_{\text{Global}} \quad (\text{Gl. 6-6})$$

Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt im Allgemeinen über den Vergleich der sich aus den Bemessungslasten ergebenden Schnittgrößen und der Querschnittstragfähigkeit.

Nach diesem Konzept, welches der früheren DIN 1045 [DIN1045] zugrunde liegt, werden alle Unsicherheiten auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite durch einen einzigen globalen Sicherheitsfaktor berücksichtigt. Für Versagen „mit Vorankündigung“ (Stahlversagen) beträgt der Wert  $\gamma = 1,75$ , für Versagen „ohne Vorankündigung“ wird der Sicherheitsfaktor auf  $\gamma = 2,10$  (Versagen des Betons auf Druck) erhöht.

Mit dem Ansatz eines einzigen globalen Sicherheitsbeiwerts ist ein gleichmäßiges Sicherheitsniveau nicht zu erreichen [Womm1], da mit diesem Verfahren die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  nur unzureichend erfasst wird. Dies ist im Wesentlichen auf die unterschiedlich großen Streubereiche auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite und der zum Teil nichtlinearen Beeinflussung zurückzuführen [Gori1].

### **6.5.3 Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten**

In DIN 1055-100 [DIN1055-100], sowie in DIN 1045-1 [DIN1045-1] und den Eurocodes werden die Unsicherheiten durch Teilsicherheitsbeiwerte abgedeckt. Es lässt sich dadurch ein ausgeglicheneres Zuverlässigkeits- und Sicherheitsniveau erreichen. So können auf der Einwirkungsseite die Teilsicherheitsbeiwerte für ständige, mit höherer Vorhersagegenauigkeit auftretende Lasten niedriger angesetzt werden als für veränderliche Einwirkungen mit größerer Streubreite. Ebenso können auf der Widerstandsseite die unterschiedlichen Verteilungsdichten von Beton und Betonstahl berücksichtigt werden, indem für Beton ein größerer Materialsicherheitsbeiwert als für Stahl verwendet wird. Insgesamt führt die Anwendung von Teilsicherheitsbeiwerten eher zu wirtschaftlicheren Ergebnissen als eine Berechnung mit globalen Teilsicherheitsbeiwerten.

Bei linearen Bemessungsmethoden wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) nach DIN 1045-1 für Stahlbeton ein lokaler Nachweis auf Querschnittsebene geführt. Bei Nachweisen mit nichtlinearen Berechnungsverfahren erfolgt eine Betrachtung am Gesamtsystem in Form eines Traglastnachweises. Gefordert wird die Einhaltung eines globalen Sicherheitsabstandes (Systemwiderstand) von  $\gamma_R = 1,3$  eines festgelegten rechnerischen Grenzzustands gegenüber der Einwirkungskombination des

Grenzzustandes der Tragfähigkeit. Das heißt, der Traglastfaktor  $\lambda_R$  bezogen auf die Einwirkungen, muss mindestens  $\gamma_R$  betragen. Es erfolgt ein Vergleich einer maßgebenden Einwirkungskombination  $q_{Fd}$  mit einer aufnehmbaren Systemtraglast  $q_{Rd}$  (Bild 6-12).

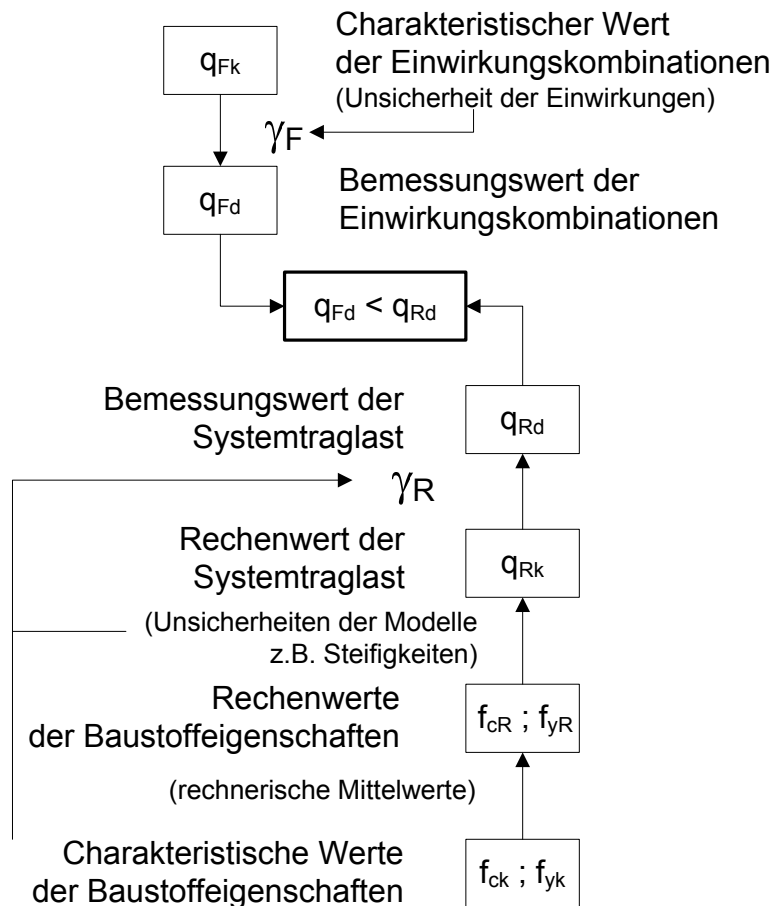


Bild 6-12: Bemessungskonzept im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei nichtlinearer Schnittgrößenermittlung [Zilc1]

Es wird ein Stoffgesetz mit den rechnerischen Mittelwerten der Materialrechenwerte  $f_{cR}$  (Betondruckfestigkeit) und  $f_{yR}$  (Stahlfließspannung) berücksichtigt. Der globale Sicherheitsbeiwert  $\gamma_R = 1,3$  ist so festgelegt [Zilc3], dass für reines Beton- bzw. Stahlversagen sich die gleichen Traglasten ergeben wie unter Verwendung der Bemessungswerte, d.h. für die

Betondruckfestigkeit

$$\bullet \quad f_{cR} = \gamma_R \cdot f_{cd} = \gamma_R \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1,3 / 1,5 \cdot \alpha \cdot f_{ck} \cong 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck} \quad (\text{Gl. 6-7})$$

Fließgrenze der Bewehrung

$$\bullet \quad f_{yR} = \gamma_R \cdot f_{yd} = \gamma_R \cdot f_{yk} / \gamma_s = 1,3 / 1,15 \cdot f_{yk} \cong 1,10 \cdot f_{yk} \quad (\text{Gl. 6-8})$$

Das beschriebene Konzept kann auch für Stahlfaserbeton angewendet werden. Die DAfStb-Richtlinie [DAfStb1] und auch das DBV-Merkblatt [DBV1] übernehmen das Nachweiskonzept mit ergänzenden Teilsicherheitsbeiwerten für reinen Stahlfaserbeton bzw. für Stahlfaserbeton kombiniert mit Betonstahlbewehrung. Die maßgebenden Teilsicherheitsbeiwerte sind der Tabelle 6-1 aufgeführt.

*Tabelle 6-1: Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlfaserbeton*

Teilsicherheitsbeiwert für	Stahlfaserbeton	Stahlfaserbeton mit Betonstahlbewehrung	
Systemwiderstand $\gamma_R$	1,4	Ohne Nachweis: 1,35	Genauer Nachweis: $1,3 + \frac{0,1 \cdot F_f}{F_f + F_s}$ $F_f$ : Traganteil Stahlfasern $F_s$ : Traganteil Betonstahlbewehrung

## 6.6 Einwirkungen

### 6.6.1 Allgemeines

Bei den Einwirkungen  $F$  wird in den Lastnormen unterschieden in ständige Einwirkungen  $G$ , veränderliche Einwirkungen  $Q$  und außergewöhnlichen Einwirkungen  $A$ .

Für den hier betrachteten Anwendungsfall „Hochbaudecke“ bzw. „Wohnhausdecke“ sind in der Regel Einwirkungen aus ständigen und veränderlichen Lasten anzusetzen. Der DIN 1055-100 sind zunächst die charakteristischen Werte der Einwirkungen  $F_k$  zu entnehmen. Die charakteristischen ständigen Einwirkungen  $G_k$  sind im Allgemeinen die Mittelwerte. Die charakteristischen veränderlichen Einwirkungen  $Q_k$  entsprechen im Allgemeinen den 95%-Quantilwerten und sind abhängig vom betrachteten Bezugszeitraum. Das Auftreten mehrerer voneinander unabhängiger veränderlicher Einwirkungen wird durch den Kombinationsbeiwert  $\psi_i$  berücksichtigt. Es wird zwischen den folgenden repräsentativen Werten unterschieden:

- Seltene Kombination  $Q_{rep} = \psi_0 \cdot Q_k$
- Häufige Kombination  $Q_{rep} = \psi_1 \cdot Q_k$
- Quasi-ständige Kombination  $Q_{rep} = \psi_2 \cdot Q_k$



Der repräsentative Wert  $Q_{\text{rep}} = \psi_{0,i} \cdot Q_k$  stellt im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein gleichmäßiges Zuverlässigkeits-Niveau für die geringe Wahrscheinlichkeit eines gleichzeitigen Auftretens der Maximalwerte dar.

### Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Für die Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit sind aus den charakteristischen bzw. repräsentativen Werten der Einwirkungen unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_F$  die maßgebenden Bemessungswerte der Einwirkungen  $F_d$  zu bilden. Mit den Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_F$  werden Unsicherheiten bezüglich der Größe einer Einwirkung und Unsicherheiten bei der Festlegung der Modellannahme, z.B. Festlegung des statischen Systems oder der Steifigkeiten, berücksichtigt.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen werden bei den hier vorliegenden Durchlaufsystemen des üblichen Hochbaus ungünstig wirkend, d.h. wenn sie die Tragfähigkeit abmindern, zu  $\gamma_G = 1,35$  und  $\gamma_Q = 1,50$  gesetzt.

### Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Für die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit ist jeweils eine von drei Einwirkungskombinationen zu ermitteln. Im Gebrauchszustand werden die ständigen Einwirkungen mit den charakteristischen Werten  $G_K$  ( $\gamma_F = 1,0$ ) und die veränderlichen Einwirkungen mit den repräsentativen Werten  $\psi_i \cdot Q_k$  berücksichtigt. DIN 1045-1 sieht in Kombination mit DIN 1055-100 folgende Bemessungssituationen vor:

- Seltene Einwirkungskombination

$$E_d = E \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right]$$

Hiermit werden Bemessungssituationen unter extremen Nutzungsbedingungen mit nicht mehr umkehrbaren, also bleibenden Auswirkungen auf das Tragwerk beschrieben. Dies ist z.B. beim Nachweis des Übergangs eines Bauteils vom ungerissenen in den gerissenen Zustand der Fall. Von den veränderlichen Einwirkungen werden die vorherrschende (Leiteinwirkung)  $Q_{k,1}$  voll und die übrigen Einwirkungen mit ihren Kombinationswerten angesetzt. Die seltene Einwirkungskombination ergibt somit un-

ter Berücksichtigung des geforderten Zuverlässigkeitsniveaus den im Gebrauchszustand zu erwartenden Höchstwert der betrachteten Auswirkung [Zilc1].

- Häufige Einwirkungskombination

$$E_d = E \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right]$$

Es werden hiermit Einwirkungskombinationen beschrieben mit umkehrbaren, also nichtbleibenden Auswirkungen auf das Tragwerk. Die häufige Kombination wird vorwiegend bei der Bemessung im Spannbetonbau gefordert.

- Quasi-Ständige Einwirkungskombination

$$E_d = E \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right]$$

Es werden mit diesen Einwirkungskombinationen dauernd wirkende Nutzungsbedingungen erfasst, ohne bleibende Auswirkungen auf das Tragwerk. Diese Kombination wird vor allem für die Berechnung von Langzeitauswirkungen, wie z.B. Verformungsberechnungen, angesetzt. Es werden alle ständigen Einwirkungen mit den dauerhaft wirkenden veränderlichen Einwirkungen zusammengefasst.

### 6.6.2 Einwirkungen bei einer Wohnhausdecke

Nachfolgend werden die Lastannahmen nach DIN 1055-100 beschrieben, die für die Bemessung einer Wohnhausdecke maßgebend werden und die Grundlage bilden für die folgenden Kapitel. Die ständigen Einwirkungen  $g_k$  setzen sich zusammen aus dem Eigengewicht und den Ausbaulasten, wobei nachfolgend die Lasten für eine Deckenhöhe von  $h = 16$  cm zusammengestellt werden. Für die veränderlichen Einwirkungen  $q_k$  wird die Verkehrslast für Wohnräume ohne Querverteilung und ein Trennwandzuschlag angesetzt.

Die charakteristischen Werte ermitteln sich zu:

- Ständige Einwirkungen  $g$  (Charakteristische Werte)
 

Eigengewicht	$g_{k1}$	$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$	
	$g_{k1} = h \cdot \gamma = 0,16 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$		$= 4,00 \text{ kN/m}^2$
Ausbaulast	$g_{k2} = 1,5 \text{ kN/m}^2$		$= 1,50 \text{ kN/m}^2$
		$g_k$	$= 5,50 \text{ kN/m}^2$
- Veränderliche Einwirkungen  $q$ 

Verkehrslast für Wohnräume ohne Querverteilung	$q_{k1}$	$= 2,00 \text{ kN/m}^2$
Trennwandzuschlag	$q_{k2}$	$= 1,25 \text{ kN/m}^2$
	$q_k$	$= 3,25 \text{ kN/m}^2$

Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse wurde für das Eigengewicht  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$  angesetzt.

Für die weitere Auswertung und Bemessung werden folgende Werte benötigt:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)
 

LF 1:  $f_{d,ULS} = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k = 1,35 \cdot 5,5 + 1,50 \cdot 3,25 = 12,30 \text{ kN/m}^2$
- Grenzzustand der (SLS)
 

Quasi-ständige Einwirkungskombination ( $\psi_{2,1} = 0,3$ )

LF 2:  $f_{d,SLS,03} = \gamma_G \cdot g_k + \psi_{2,1} \cdot q_k = 1,0 \cdot 5,5 + 0,3 \cdot 3,25 = 6,48 \text{ kN/m}^2$

Seltene Einwirkungskombination ( $\psi_{0,1} = 0,7$ )

LF 3:  $f_{d,SLS,07} = \gamma_G \cdot g_k + \psi_{0,1} \cdot q_k = 1,0 \cdot 5,5 + 0,7 \cdot 3,25 = 7,78 \text{ kN/m}^2$

## **7 Versuche im anwendungsnahen Maßstab und erstmalige Anwendungen**

Ziel der Versuchsdurchführung war der Nachweis der Gebrauchs- und Tragfähigkeit des Deckensystems. Hierzu wurden 20 Versuche im anwendungsnahen Maßstab durchgeführt. Es folgt eine verkürzte Darstellung der Versuche und eine Zusammenfassung der Ergebnisse. Weitere Ergebnisse können dem Anhang und den Untersuchungsberichten ([Ries1], [Ries2], [Ries3], [Droe1]) entnommen werden. Bei der erstmaligen Anwendung, einem Neubau eines Wohnhauses (vgl. Kapitel 7.11), konnte gezeigt werden, dass das neue Deckensystem erfolgreich ausgeführt werden kann. Weiterhin wurde eine in Kapitel 7.12 näher erläuterte Weiterentwicklung des Deckensystems bei einer Geschossaufstockung eingesetzt.

### **7.1 Versuchsprogramm**

Zunächst wurden zwei symmetrische Zweifeld-Plattenstreifen (Versuchskörper VK A 16/1 und VK A 16/2) mit dem Ziel geprüft, für die erstmalige Anwendung eine Zustimmung im Einzelfall zu erlangen.

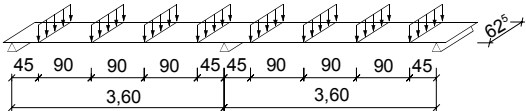
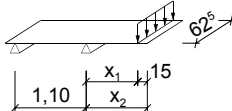
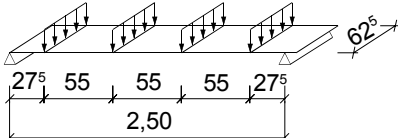
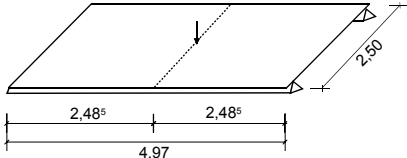
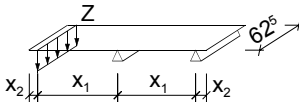
Nach erfolgreichem Einsatz des Deckensystems bei dem Neubau eines Wohnhauses mit 12 Wohneinheiten beantragte die Fertig-Decken-Union GmbH (FDU) eine bauaufsichtliche Zulassung beim Deutschen Institut für Bautechnik für dieses Deckensystem. Im Rahmen des Zulassungsverfahrens wurde ein umfangreiches Versuchsprogramm mit 18 Versuchen durchgeführt. Alle Versuchskörper entsprachen weitgehend der vorgesehenen Ausbildung in einem Bauwerk.

Nachfolgend wird das Versuchsprogramm kurz beschrieben. Tabelle 7-1 zeigt eine Übersicht der durchgeführten Versuche. Angegeben sind jeweils der Fasergehalt, die unterschiedlichen Dicken und das statische System der Versuchskörper.

Alle Versuchskörper bestanden aus einer üblichen 5 cm dicken Elementplatte aus C20/25 und einer Stahlfaserbetonschicht ebenfalls aus C20/25. Für die erstmalige Anwendung bei dem Wohnhaus war ein Fasergehalt mit 0,80 Vol.-% vorgesehen. Der Versuchskörper VK A 16/1 wurde deshalb mit  $63 \text{ kg/m}^3$  (0,80 Vol.-%) Dramix-Fasern,  $l_f/d_f = 50/0,6 \text{ mm}$  hergestellt. Der Versuchskörper VK A 16/2 mit einem Fasergehalt von  $39 \text{ kg/m}^3$  (0,50 Vol.-%) sollte zeigen, dass selbst bei einem verringerten Fasergehalt noch ausreichende Gebrauchs- und Tragfähigkeiten vorhanden sind. Alle anderen Versuchskörper wurden mit einem Fasergehalt von  $40 \text{ kg/m}^3$  Dramix-Fasern (0,51 Vol.-%),  $l_f/d_f = 60/0,75 \text{ mm}$ , welche dieselbe

Schlankheit  $\lambda_f = l_f/d_f = 80$  besitzen, wie die Fasern mit  $l_f/d_f = 50/0,6$  mm. Eine genaue Beschreibung der verwendeten Fasern erfolgt im Anhang.

Tabelle 7-1: Übersicht der durchgeführten Versuche

Reihe	Ver- suchs- Körper VK	Faser- gehalt [kg/m³]	Dicke h [cm]	Alter bei VD (*) [Tage]	Statisches System												
Reihe A „2-Feld- Streifen“	A 16/1	63	16	42													
	A 16/2	39	16	35													
	A 16/3	40	16	28													
Reihe B „Stütze“	B 12/1	40	12	36	 <table data-bbox="1220 985 1388 1095"><thead><tr><th>h</th><th>x<sub>1</sub></th><th>x<sub>2</sub></th></tr></thead><tbody><tr><td>12</td><td>50</td><td>65</td></tr><tr><td>18</td><td>80</td><td>95</td></tr><tr><td>24</td><td>1,10</td><td>1,25</td></tr></tbody></table>	h	x <sub>1</sub>	x <sub>2</sub>	12	50	65	18	80	95	24	1,10	1,25
	h	x <sub>1</sub>	x <sub>2</sub>														
	12	50	65														
	18	80	95														
	24	1,10	1,25														
	B 12/2	40	12	42													
	B 18/1	40	18	46													
B 18/2	40	18	48														
B 24/1	40	24	50														
B 24/2	40	24	54														
Reihe C „Feld“	C 12/1	40	12	57													
	C 12/2	40	12	61													
	C 18/1	40	18	64													
	C 18/2	40	18	68													
	C 24/1	40	24	70													
	C 24/2	40	24	75													
	Reihe D „Fuge“	D 12/1	40	12		28											
D 12/2		40	12	42													
Reihe E „Dauer- stands- verhalten“	E 12/1	40	12	218	 <table data-bbox="1214 1729 1399 1818"><thead><tr><th>h</th><th>x<sub>1</sub></th><th>x<sub>2</sub></th></tr></thead><tbody><tr><td>12</td><td>50</td><td>7,5</td></tr><tr><td>26</td><td>1,15</td><td>10</td></tr></tbody></table>	h	x <sub>1</sub>	x <sub>2</sub>	12	50	7,5	26	1,15	10			
	h	x <sub>1</sub>	x <sub>2</sub>														
	12	50	7,5														
	26	1,15	10														
E 12/2	40	12	218														
E 26/1	40	26	28														

(\*) VD = Versuchsdurchführung

Alle Versuchskörper VK der Reihen A bis D wurden unter dem 0,5 MN-Portal in der Versuchshalle 1 der Materialprüfanstalt für Bauwesen am iBMB geprüft. Für die Versuche der Reihe E wurde eigens eine besondere Prüfvorrichtung erstellt. Es folgt eine kurze Beschreibung des Versuchsprogramms.

#### Reihe A (Zweifeld-Plattenstreifen)

Die drei Versuchskörper der Reihe A waren 16 cm dicke und 62,5 cm breite Zweifeld-Plattenstreifen mit einer Stützweite von  $l = 3,60$  m, belastet mit jeweils vier Einzellasten pro Feld. Die Versuche brachten den Nachweis des Trag- und Gebrauchsverhaltens am Gesamtsystem. Darüber hinaus erbrachten sie Erkenntnisse über das Rissverhalten und die Entwicklung der Rissbreite in Abhängigkeit von der Größe des Stützmomentes und der Winkelverdrehung am Zwischenaufleger einer Deckenplatte.

#### Reihe B (Stützmomenten-Tragfähigkeit)

Das Tragverhalten des Deckensystems hängt entscheidend von der Tragfähigkeit des Stahlfaserbetonquerschnitts im Stützmomentenbereich ab. Zur Ermittlung der aufnehmbaren Momente und zum Nachweis der Duktilität wurden die sechs Versuche der Reihe B durchgeführt. Die Versuchskörper waren 62,5 cm breite Einfeld-Plattenstreifen mit einseitigem Kragarm, die den Stützbereich einer durchlaufenden Deckenplatte nachbildeten. Es wurden je zwei gleiche Prüfkörper mit 12 cm, 18 cm und 24 cm Dicke geprüft. Mit zunehmender Plattendicke wurden die Kragarmlängen größer gewählt. Sie betrugen ca. 20 % der Feldlänge eines Durchlaufsystems, das die gleiche Schlankheit aufweist wie die Versuchskörper der Reihe A.

#### Reihe C (Feldmomenten-Tragfähigkeit)

Der Stahlfaser-Aufbeton oberhalb der Elementplatten liegt in der Zugzone und erhöht die Biegetragwirkung im Feld. An den sechs Versuchskörpern der Reihe C wurde dieser Anteil ermittelt, der vom Aufbeton getragen wird. Geprüft wurden je zwei gleiche 62,5 cm breite Einfeld-Plattenstreifen mit 12 cm, 18 cm und 24 cm Dicke.

### Reihe D (Fugen-Tragfähigkeit)

Die Prüfkörper der Reihe D waren zwei gleiche 12 cm dicke Einfelddecken, erstellt aus 2 Elementplatten mit Stahlfaseraufbeton, mit den Gesamtabmessungen von jeweils 2,50 m x 4,97 m, wobei keine zusätzliche Betonstahlbewehrung angeordnet wurde. Bei Wohnhausdecken sind häufig auch Einzellasten z. B. aus Dachstielen abzutragen. Die Belastung der Platte erfolgte direkt neben einer Fuge benachbarter Elementplatten, um den ungünstigsten Fall der Lasteinleitung zu erfassen. Durch die zwei Versuche der Reihe D wurde der Nachweis erbracht, dass über Fugen zwischen den Elementplatten Querkräfte übertragen werden können und keine zusätzliche obere konstruktive Bewehrung aus Betonstahl erforderlich ist.

### Reihe E (Dauerstands- und Bruchverhalten)

Die Versuchsergebnisse der Reihe E zeigten das Verhalten des Stahlfaserbetons unter hoher Dauerlast. Der Versuchsstand wurde so konzipiert, dass ein ähnlicher Momentenverlauf (steiler Momentengradient) wie im Stützbereich einer Durchlaufplatte entstand (vgl. auch Reihe B). Nach Abschluss der Dauerstandsbelastung wurden die Versuchskörper zu Bruch gefahren. Geprüft wurden je zwei gleiche 62,5 cm breite Einfeld-Plattenstreifen mit 12 cm Dicke und ein Einfeld-Plattenstreifen mit 26 cm Dicke.

### Prüfungen an Nebenkörpern

Versuchsbegleitend wurden Prüfungen an Nebenkörpern aus Stahlfaserbeton, dem Beton der Elementplatten und an der Betonstahlbewehrung und den Gitterträgern durchgeführt.

## **7.2 Messprogramm und Versuchsablauf**

Das Messprogramm beinhaltete sowohl Dehnungs- als auch Verformungsmessungen in den maßgebenden Punkten. Die jeweilige Anordnung der Messeinrichtung kann den Bildern im Anhang entnommen werden. Die Durchbiegungen wurden mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern (D) gemessen. Die Dehnungen und Stauchungen des Stahlfaserbetons der Reihen A, B und C wurden mit Setzdehnungsmarken (S) gemessen. Ergänzend wurden Dehnungsmessungen mit Randdehnungsmessern (RD) am oberen und unteren Betonrand an den Versuchskörpern der Reihe B und E durchgeführt. Mit Hilfe von Dehnmessstreifen (DMS), welche an den Be-

tonstählen angebracht worden sind, wurden die Dehnungen der Betonstähle in den Versuchskörpern der Reihen A und C gemessen. Beim Zweifeld-Plattenstreifen der Reihe A wurden mittels Druckmessdosen (K) die Endauflager-Kräfte ermittelt.

Zusätzlich wurde die Rissentwicklung aller Versuchskörper dokumentiert. Rissentstehung und Breite der entstandenen Risse wurden nach jeder Laststufe festgestellt und auf den Versuchskörpern markiert. Die Rissmarken wurden jeweils an der Stelle der größten Breite der Risse gesetzt.

Alle Versuche der Versuchsreihen A bis D und die Bruchversuche der Reihe E wurden mit Wegsteuerung der Pressen durchgeführt. Es wurden ständig Pressenkraft und Pressenweg gemessen. Die Belastung erfolgte in Stufen, wobei der erreichte Weg jeweils solange stehen gelassen wurde, bis die Ermittlung der Rissentwicklung, Rissbreitenmessung und die Ablesung der Setzdehnungsmarken abgeschlossen war. Wenn erkennbar war, dass die rechnerischen Bruchlasten und dann auch die Fließgrenze der Bewehrung (soweit vorhanden) erreicht waren, wurde die Rissentwicklung an den Unterseiten der Prüfkörper nicht weiter verfolgt, um das Personal nicht durch einen schlagartigen Bruch zu gefährden.

Der genaue Versuchablauf der Reihen D und E wird in den jeweiligen Kapiteln näher erläutert.

### **7.3 Herstellung der Versuchskörper**

Die Versuchskörper der Reihen B, C und der Versuchskörper VK E 26/1 wurden vollständig im Fertigteilwerk hergestellt. Die Elementplatten für die Versuchskörper der Reihen A und D wurden ebenfalls im Fertigteilwerk hergestellt und zusammen mit den Prüfkörpern der Reihen B und C zum iBMB transportiert. Diese Elementplatten lagerten bis zur Herstellung der Versuchskörper im Freien. Mit den Elementplatten und den im iBMB gemischtem Stahlfaserbeton erfolgte die Herstellung der Versuchskörper der Reihen A und D in der Versuchshalle.

Die Versuchskörper VK E 12/1 und VK E 12/2 wurden aus den vorhandenen Versuchskörpern der Reihe B gefertigt. Diese waren nach Beendigung der Versuchsdurchführung der Reihen B und C aus der Versuchshalle 1 ins Freie gelegt worden.



## **7.4 Materialien der Versuchskörper**

### **7.4.1 Stahlfaserbeton**

Als Betongüte für den Stahlfaseraufbeton wurde baustellengerecht ein C20/25 angestrebt. Die Betonzusammensetzung ist dem Anhang zu entnehmen. Es wurden die in Kapitel 7.1 beschriebenen Dramix-Fasern der Fa. Bekaert mit gekröpften Enden verwendet. Die Stahlfasern haben eine Zugfestigkeit von  $1275 \text{ N/mm}^2$  (Angabe der Fa. Bekaert, Spezifikation AS-10.05, die Fertigung wird fremdüberwacht).

Die Materialkennwerte wurden im Vier-Punkt-Biegeversuch nach DBV-Merkblatt [DBV1] geprüft. Dabei wurden das Last-Durchbiegungs-Verhalten aufgezeichnet und die Biegezugfestigkeiten sowie die äquivalenten Biegezugfestigkeiten ermittelt. Die Prüfung erfolgte nach 28 Tagen sowie zeitgleich zur jeweiligen Versuchsdurchführung. Die Bestimmung der Betondruckfestigkeiten geschah an Probewürfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm nach DIN 1048 [DIN1048].

Bild 7-1 zeigt das an Probekörpern aus dem Beton des VK A 16/3 und der Reihen B, C und D ermittelten Last-Durchbiegungs-Verhalten unter Lagerungsbedingungen der DIN 1048.

Die Versuchskörper der Reihen A, B und C waren bei der Versuchsdurchführung z. T. älter als 28 Tage (siehe Tabelle 7-1). Aus den Messergebnissen der Biegebalcken der Reihe A (vgl. auch Bild 7-2) wurde der zeitliche Verlauf der Entwicklung der Biegezugfestigkeit (ermittelt nach [DBV1]) bestimmt und in Bild 7-3 dargestellt.

Die Biegezugfestigkeit fällt nach 28 Tagen temporär ab und steigt dann wieder an. Die Ursache für den Abfall kann mit den Schwindeigenspannungen, welche sich nach Abschluss der Nachbehandlung einstellen, begründet werden [Rein1].

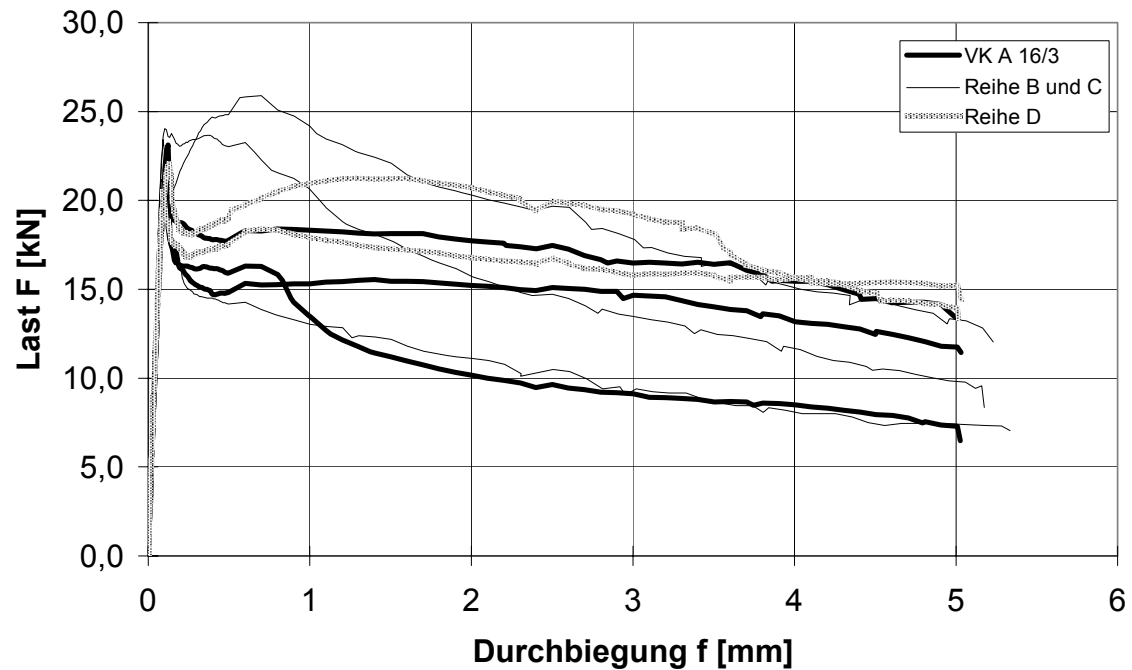


Bild 7-1: An Biegebalken aus Stahlfaserbeton ermitteltes Last-Durchbiegungs-Verhalten (Lagerung nach DIN 1048, Prüfung nach 28 Tagen)

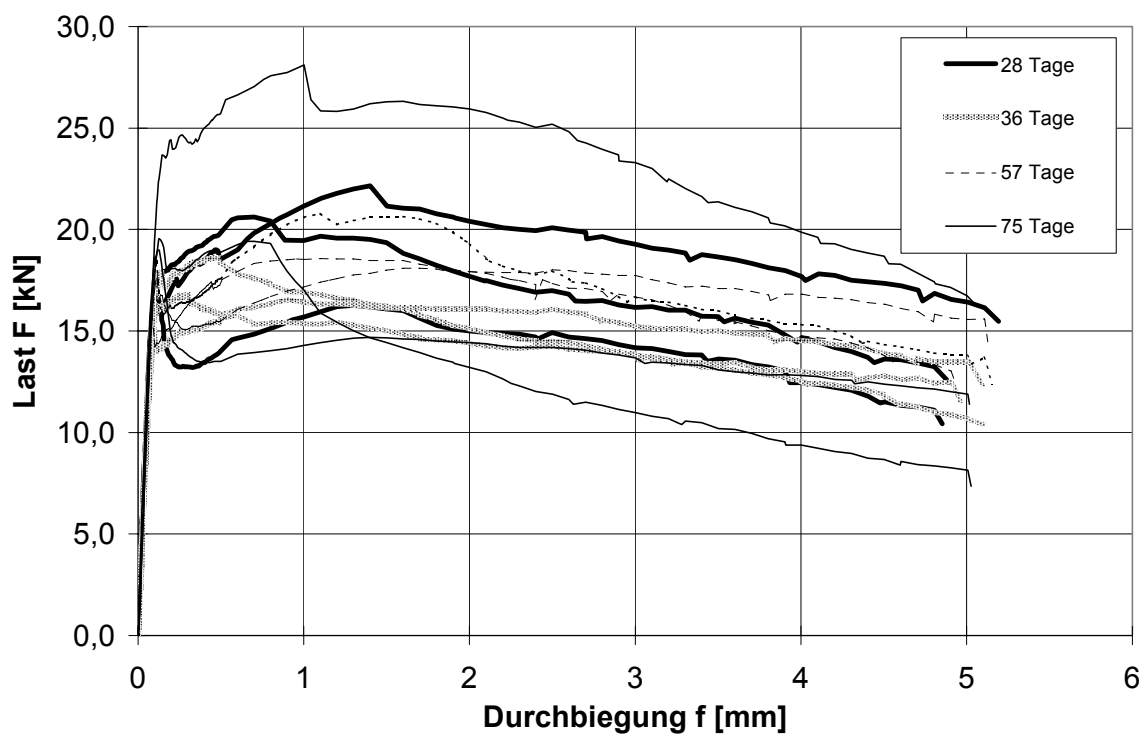


Bild 7-2: An Biegebalken aus Stahlfaserbeton des VK A 16/3 ermitteltes Last-Durchbiegungs-Verhalten (Lagerung wie Versuchskörper, Prüfung nach 28, 36, 56 und 75 Tagen)

Aus dem Diagramm kann ein Faktor  $\alpha$  abgeleitet werden, um aus Versuchen ermittelte Werte, z. B. für aufnehmbare Momente auf die 28-Tage-Festigkeit, umzurechnen.

Die Würfeldruckfestigkeit  $f_{ck}$  des Stahlfaserbetons betrug nach 28 Tagen DIN-Lagerung im Mittel 36,0 N/mm<sup>2</sup>.

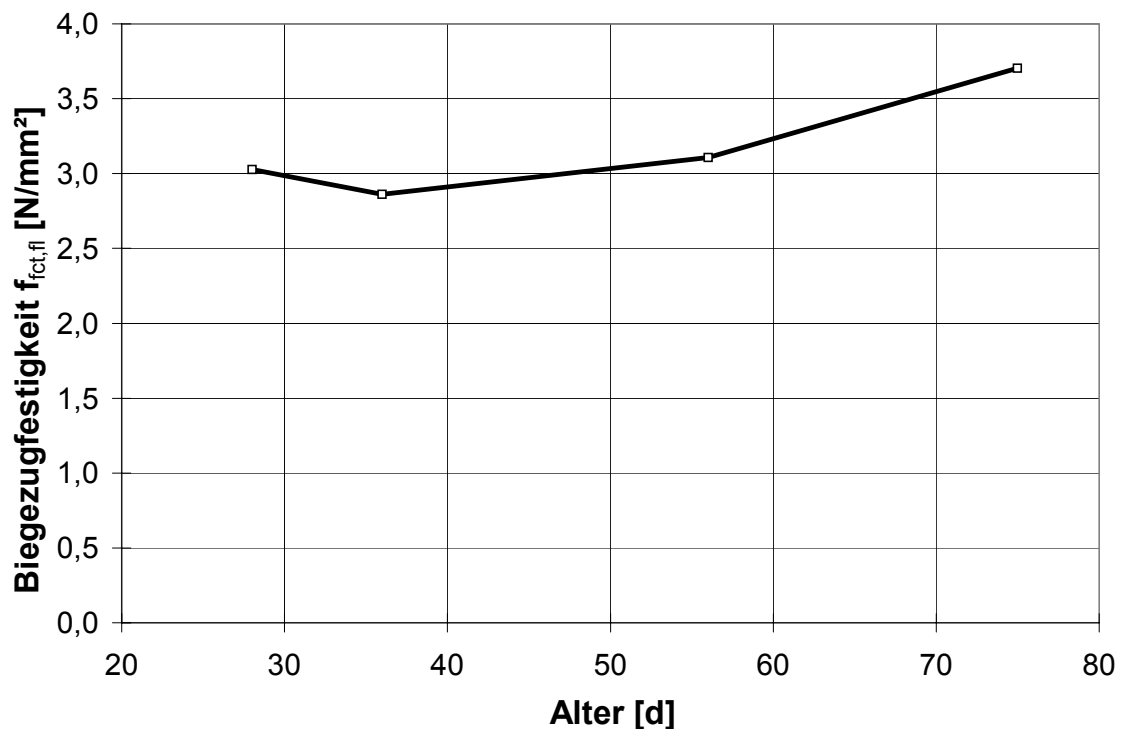


Bild 7-3: VK A 16/3: Zeitliche Entwicklung des Mittelwertes der Biegezugfestigkeit  $f_{fct,fl}$  von Biegebalken aus Stahlfaserbeton

#### Einstufung nach Richtlinie

Tabelle 7-2 zeigt eine, wie in Kapitel 4.6.2 beschrieben, Auswertung der Ergebnisse des Last-Durchbiegungs-Verhaltens nach der Richtlinie [DAfStb1]. Dargestellt sind die mittleren Nachrissbiegezugfestigkeiten und eine Einstufung in die Leistungsklassen der Verformungsbereiche I und II.

*Tabelle 7-2: Einstufung des Stahlfaserbetons nach der Richtlinie [DAfStb1]*

Versuchskörper VK	Lagerung	Mittlere Nachriss- biegezugfestigkeit		Leistungsklasse	
		$f_{\text{cfm},0,5}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{cfm},3,5}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Verformungs- bereich I	Verformungs- bereich II
Reihe A, B, C, D	DIN 1048	3,25	2,43	2,0	1,6
Reihe D	VB	2,64	2,81	1,8	1,8
VK A16/3	VB	3,17	2,88	2,0	2,0

VB = Lagerung unter Versuchsbedingungen

#### 7.4.2 Beton der Elementplatten

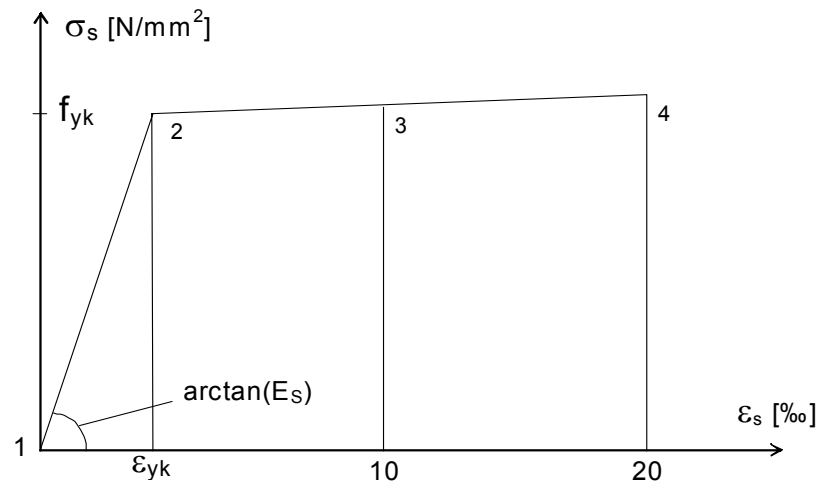
Für die in den Fertigteilwerken hergestellten Elementplatten war eine Mindestfestigkeit von C20/25 gefordert. Die verwendete Betonrezeptur der Elementplatten kann dem Anhang entnommen werden. Herstellungsbedingt weisen die Elementplatten aber eine wesentlich höhere Betondruckfestigkeit auf. So beträgt der 28-Tagewert der nach DIN 1048 gelagerten Würfel  $f_{\text{ck}} = 48,2 \text{ N/mm}^2$ .

#### 7.4.3 Betonstahl der Elementplatten

Für die Bewehrung der Elementplatten wurden Beton-Rippenstahl der Stahlgüte BSt 500/550, vom Ring verarbeitet, und Filigran-E-Gitterträger gem. Zulassungsbescheid Z-4.1-106 [Fili1] vom 01.12.1993 verwendet. Die Anordnung ist den Bewehrungsplänen im Anhang zu entnehmen.

An Proben der Bewehrungsstäbe und Proben der Untergurtstäbe aus den verwendeten Gitterträgern wurden die Streckgrenze  $f_{0,1k}$  bzw.  $f_{0,2k}$  und die Zugfestigkeit  $f_{\text{tk}}$  ermittelt.

Für die Nachrechnung der Versuchsergebnisse wird eine Spannungs-Dehnungs-Linie analog zu DIN 1045-1, Bild 27, angesetzt (Bild 7-4). Es wird ein Elastizitätsmodul von  $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$  angenommen (vgl. hierzu Kapitel 5).



**Bild 7-4:** Für die Nachrechnung angesetzte Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls nach DIN 1045-1 [DIN1045-1]

Die Untergurtstäbe der Gitterträger (je 2 Ø 6) werden als tragende Bewehrung im Feldbereich bei den Reihen A und C mit angesetzt. Für die Nachrechnung wird eine gemittelte Streckgrenze verwendet, welche aus dem Verhältnis der Flächen der Einzelstäbe berechnet ist. Die Werte der Spannungs-Dehnungs-Linie sind in der Tabelle 7-3 angegeben.

**Tabelle 7-3:** Gemittelte Festigkeiten der Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstähle der Versuchskörper für die Punkte in Bild 7-4

	Reihe A		Reihe C					
	h = 16 cm		h = 12 cm		h = 18 cm		h = 24 cm	
Betonstähle	5 Ø 6		4 Ø 8		7 Ø 8		4 Ø 8 + 3 Ø 10	
Untergurtstäbe	2 Ø 6 UG		2 Ø 6 UG		2 Ø 6 UG		2 Ø 6 UG	
$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	1,98		2,58		4,09		4,94	
$a_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	3,17		4,13		6,54		7,90	
Punkt	$f_{yk,i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{yk,i}$ [‰]	$f_{yk,i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{yk,i}$ [‰]	$f_{yk,i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{yk,i}$ [‰]	$f_{yk,i}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{yk,i}$ [‰]
1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	534	2,67	516	2,58	511	2,56	507	2,54
3	563	10	532	10	526	10	522	10
4	592	20	548	20	541	20	537	20

## 7.5 Reihe A (Zweifeld-Plattenstreifen)

### 7.5.1 Versuchsstand und Belastungseinrichtung

Die Versuchskörper der Reihe A waren Zweifeld-Plattenstreifen mit vier Einzellasten pro Feld zum Nachweis des Trag- und Gebrauchsverhaltens am Gesamtsystem. Den Versuchsstand der Reihe A einschließlich Belastungseinrichtung zeigen Bild 7-5, Bild 7-6 und Bild 7-7. Die Prüfkörper waren am Mittelaufleger durch eine 17,5 cm breite Mauerwerkswand, wie bei Ausführungen in der Baupraxis, gestützt.



Bild 7-5: VK A 16/3: Versuchskörper im Versuchsstand

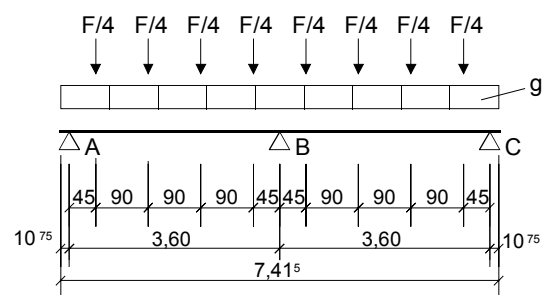


Bild 7-6: Reihe A: Statisches System der Versuchskörper

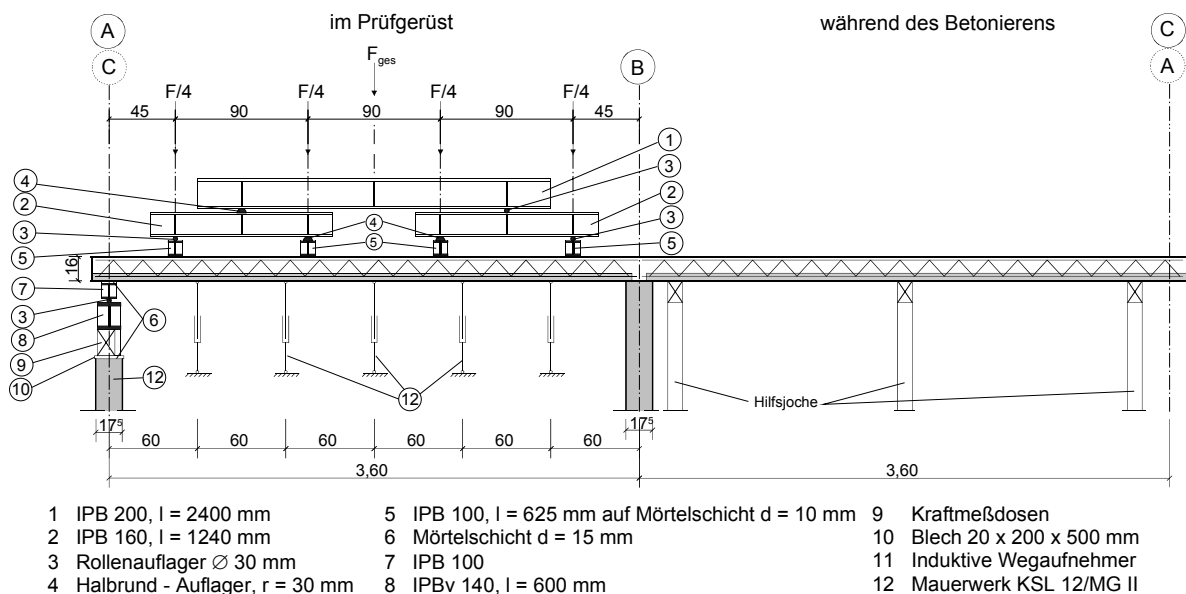


Bild 7-7: Reihe A: Systemskizze Versuchsstand

An den Endauflagern waren Schneidenlager aus Stahl mit Druckmessdosen zur Messung der Auflagerkräfte angeordnet. Bei den Versuchskörpern VK A 16/1 und VK A 16/2 wurden diese Druckmessdosen erst später eingebaut. Dies führte zu einer Stützensenkung an den Endauflagern, die aus den Versuchsergebnissen deutlich zu erkennen ist und eine frühere Rissbildung als bei Bauausführungen bewirkte. Bei VK A 16/3 wurden die Druckmessdosen vor Einbringen des Stahlfaserbetons eingebaut. Aber auch hier trat bei Auflager A eine Stützensenkung bei Entfernen der Montageunterstützungen der Elementplatten auf, die bereits unter Eigenlast der Platte einen Riss im Stützmomentenbereich (Auflager B) verursachte.

Die Belastung erfolgte durch ölhydraulische Pressen und wurde bei VK A 16/1 und VK A 16/2 kraftgesteuert und bei VK A 16/3 weggesteuert aufgebracht. Die Pressenlast wurde durch Traversen so verteilt (jeweils in den Viertelpunkten), dass näherungsweise eine Biegemomentenverteilung wie bei Gleichlast entstand.

### **7.5.2 Versuchsergebnisse**

Versuchskörper VK A 16/1 versagte durch Zerreißen der Biegezugbewehrung im Feld bei einer Pressenlast von  $P = 48,0 \text{ kN}$ . Die Versuche an den Versuchskörpern VK A 16/2 und VK A 16/3 wurden abgebrochen, als die Plattendurchbiegung etwa 50 mm erreicht hatte, der Messweg der induktiven Wegaufnehmer aufgebraucht war und bei weiterer Durchbiegung eine Beschädigung der Messeinrichtung eingetreten wäre. Die aufgebrachte höchste Pressenlast betrug bei VK A 16/2  $P = 40,0 \text{ kN}$  und bei VK A 16/3  $P = 38,9 \text{ kN}$ . Unter Berücksichtigung der Traversenlast  $T$  und dem Eigengewicht  $g$  wurden von den Versuchskörpern die in Tabelle 7-4 ermittelten Flächenlasten  $f_u$  getragen.

**Tabelle 7-4: Reihe A: Zusammenstellung der maximal erreichten Pressenlasten und den daraus ermittelten vom Versuchskörper getragenen Flächenlasten  $f_u$**

Versuchskörper VK	Fasergehalt	Pressenlast P	Pressenlast P*	Traversenlast T	Eigengewicht g	Flächenlast $f_u$
	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
A 16/1	63,0	48,0	21,33	1,58	3,68	26,59
A 16/2	40,0	40,0	17,78	1,58	3,68	23,04
A 16/3	39,0	38,9	17,29	1,58	3,68	22,54

### Gebrauchsverhalten

Die während der Versuchsdurchführung gemessenen Durchbiegungen und die Entwicklung der Rissbildung ist den Bildern im Anhang zu entnehmen.

Tabelle 7-5 zeigt eine Zusammenstellung der maximalen Rissbreiten und Durchbiegungen der Versuchskörper der Reihe A, um das Verhalten unter Gebrauchslastniveau zu beurteilen. Es werden für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit die Versuchswerte der entsprechenden Laststufe ermittelt. Definition der Last im Gebrauchszustand siehe Kapitel 6.6.2. Die maßgebende Last wird dort für die quasi-ständige Lastfallkombination zu  $f_{d,SLS,03} = 6,48 \text{ kN/m}^2$  ermittelt.

**Tabelle 7-5: Reihe A: Zusammenstellung der maximalen Rissbreiten und Durchbiegungen im rechnerischen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit**

Versuchskörper VK	Fasergehalt	Laststufe Nr.	Pressenlast P*	Flächenlast f	max. Rissbreite w		max. Durchbiegung f
	[kg/m <sup>3</sup> ]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	Feld [mm]	Stütze [mm]	[mm]
A 16/1	63,0	3	4,0	7,04	-	-	0,47
A 16/2	40,0	3	4,0	7,04	-	0,21	0,93
A 16/3	39,0	3	4,1	7,22	0,19	0,38	1,69



### Durchbiegung

Die im Versuch festgestellten Durchbiegungen  $f$  sind sehr gering und liegen weit unter den Grenzwerten der Norm [DIN 1045-1]. Dort werden als Grenzwerte des Verhältnisses Durchbiegung  $f$  zu Stützweite  $l$

$$f/l = l/250 = 3600/250 = 14,4 \text{ mm bzw.}$$

$$f/l = l/500 = 3600/500 = 7,2 \text{ mm}$$

angegeben, welche nicht überschritten werden sollen. Die Werte sind unter Kurzzeitbelastung ermittelt wurden. Durch Kriechen unter Dauerlast wird sich die endgültige Durchbiegung der Decke zum Zeitpunkt  $t = \infty$  aber noch vergrößern.

### Rissbildung

Unter Gebrauchslast (Laststufe 3) war bei VK A 16/1 im Stützbereich noch kein Riss aufgetreten. Bei VK A 16/2 betrug die Rissbreite  $w = 0,21 \text{ mm}$ . Bei VK A 16/3 trat im Stützbereich unter Eigenlast und Einfluss einer ungewollten Endauflagerabsenkung, bedingt durch die Versuchsdurchführung (vgl. Kapitel 7.5.1) des Versuchskörpers, ein Riss von  $w = 0,28 \text{ mm}$  auf, der unter Gebrauchslast einen Wert von  $w = 0,38 \text{ mm}$  erreichte.

Bei den Versuchen der Reihe A und auch bei Versuchen der Reihe B zeigte sich, dass sich im Bereich der Mittelunterstützungen zwei Risse (siehe Bild 7-8, Bild 7-10 und Bild 7-12) bildeten, die wenige Zentimeter hinter der Vorderkante des Auflagers entstanden. Bei üblichem Ansatz gleichmäßig verteilter Auflagerpressung erreicht das (ausgerundete) Stützmoment seinen Größtwert in Auflagerachse. Die Bildung von Rissen kurz hinter der Auflagerkante zeigt, dass hier bis zum Erreichen der Risslast eine zum Auflagerrand ansteigende Pressung vorlag (erklärbar aus der Winkelverdrehung der Deckenplatte).

Die sich ausbildenden Risse blieben bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit erhalten, wobei der Rotationswinkel größer wurde. Eine Vergrößerung des Stützmomentes ist dann im Allgemeinen bei diesem System nicht mehr möglich, vgl. hierzu die Erläuterungen in Kapitel 8.

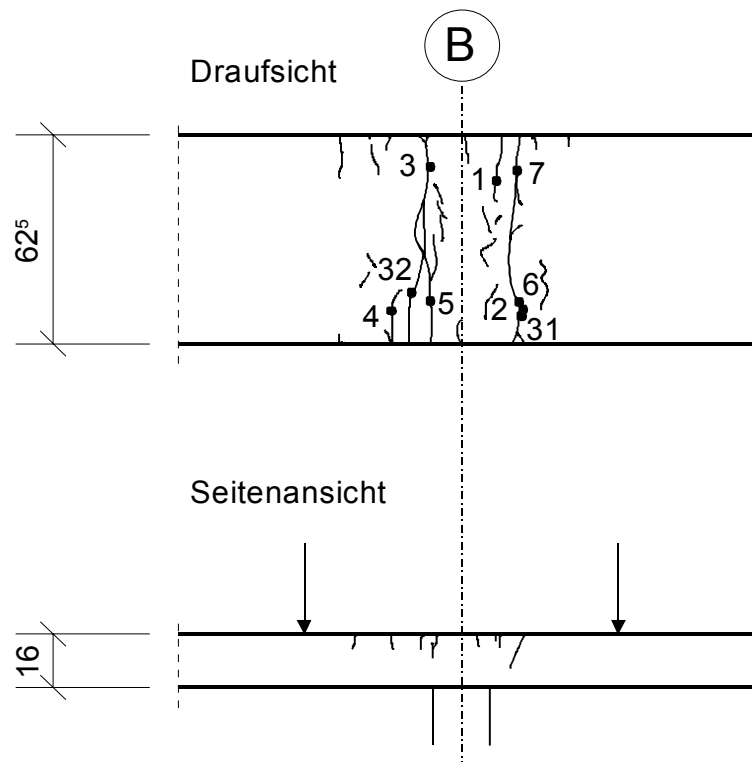


Bild 7-8: VK A 16/1: Abgeschlossenes Rissbild im Bereich der Mittelunterstützung B

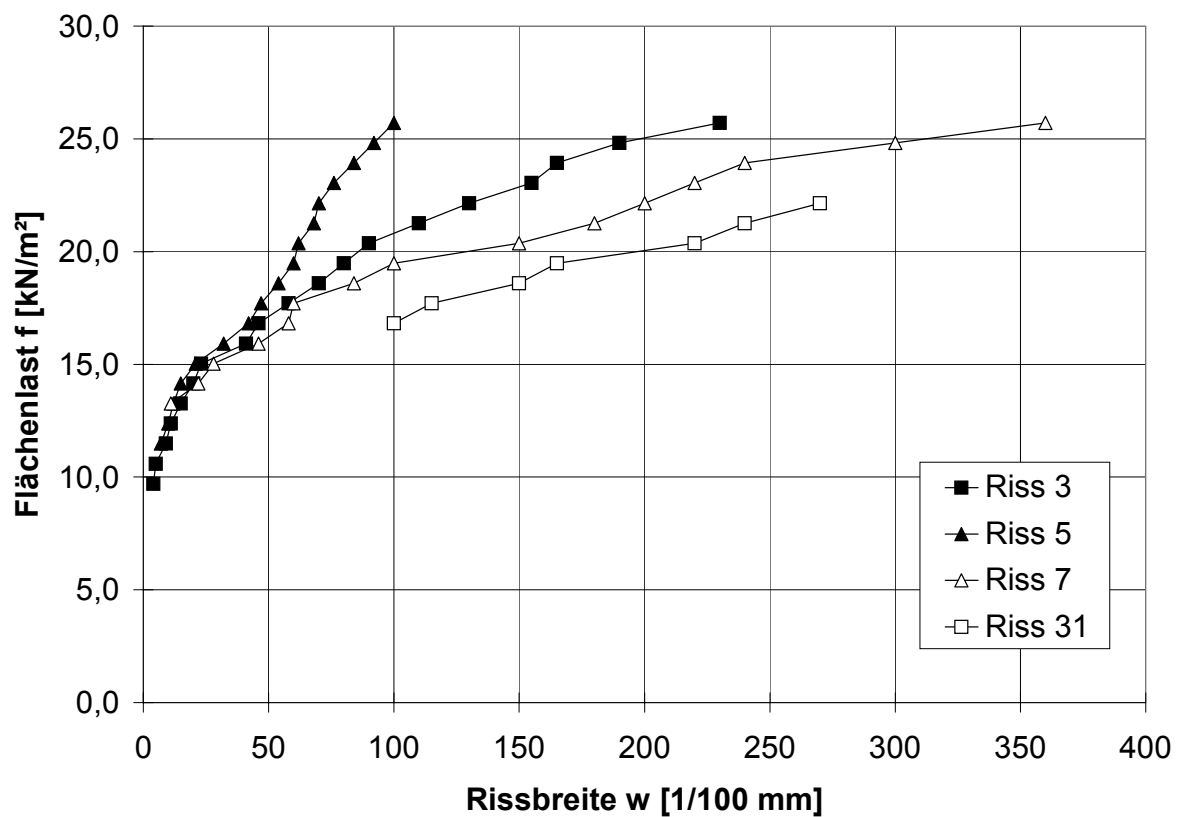


Bild 7-9: VK A 16/1: Größte Breite ausgewählter Risse in Abhängigkeit von der Flächenlast. Lage der Risse siehe Bild 7-8

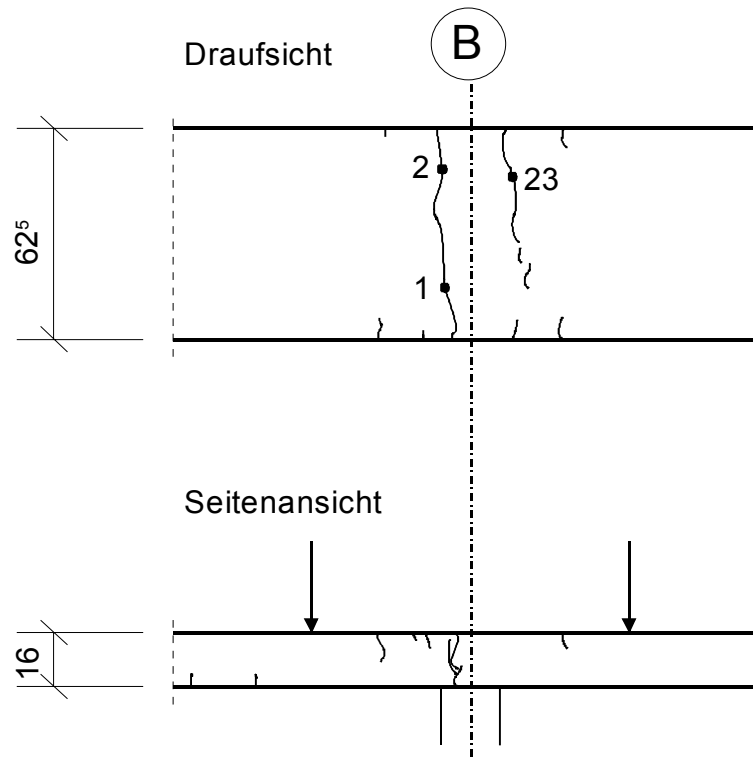


Bild 7-10: VK A 16/2: Abgeschlossenes Rissbild im Bereich der Mittelunterstützung B

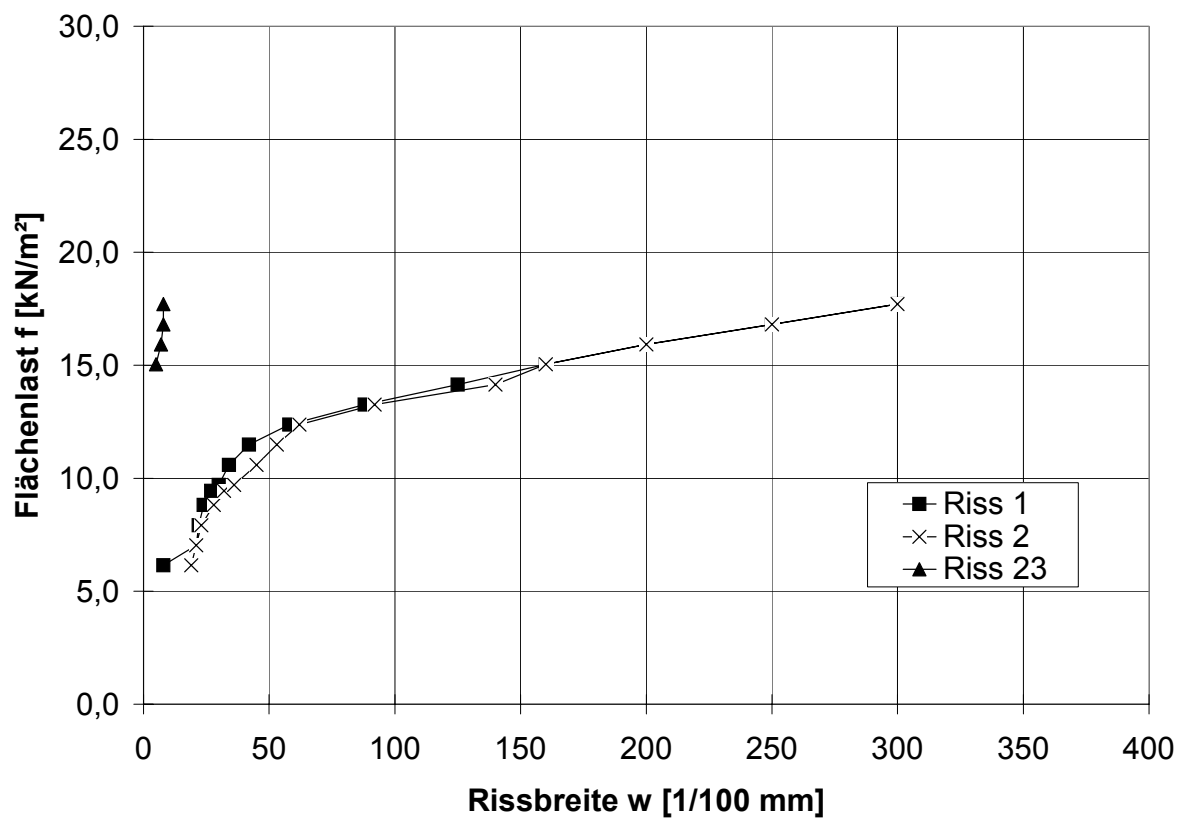


Bild 7-11: VK A 16/2: Größte Breite ausgewählter Risse in Abhängigkeit von der Flächenlast, Lage der Risse siehe Bild 7-10

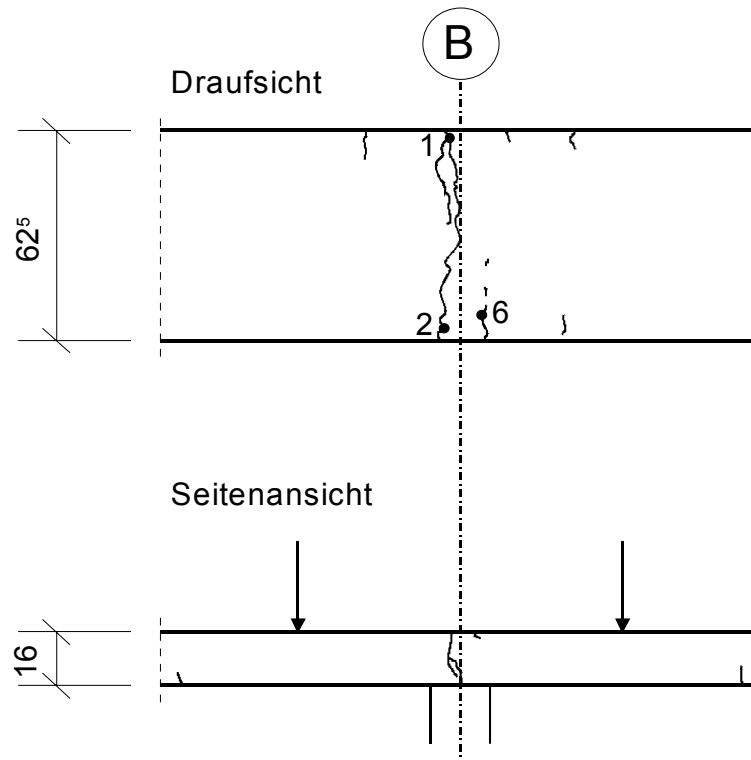


Bild 7-12: VK A 16/3: Abgeschlossenes Rissbild im Bereich der Mittelunterstützung B

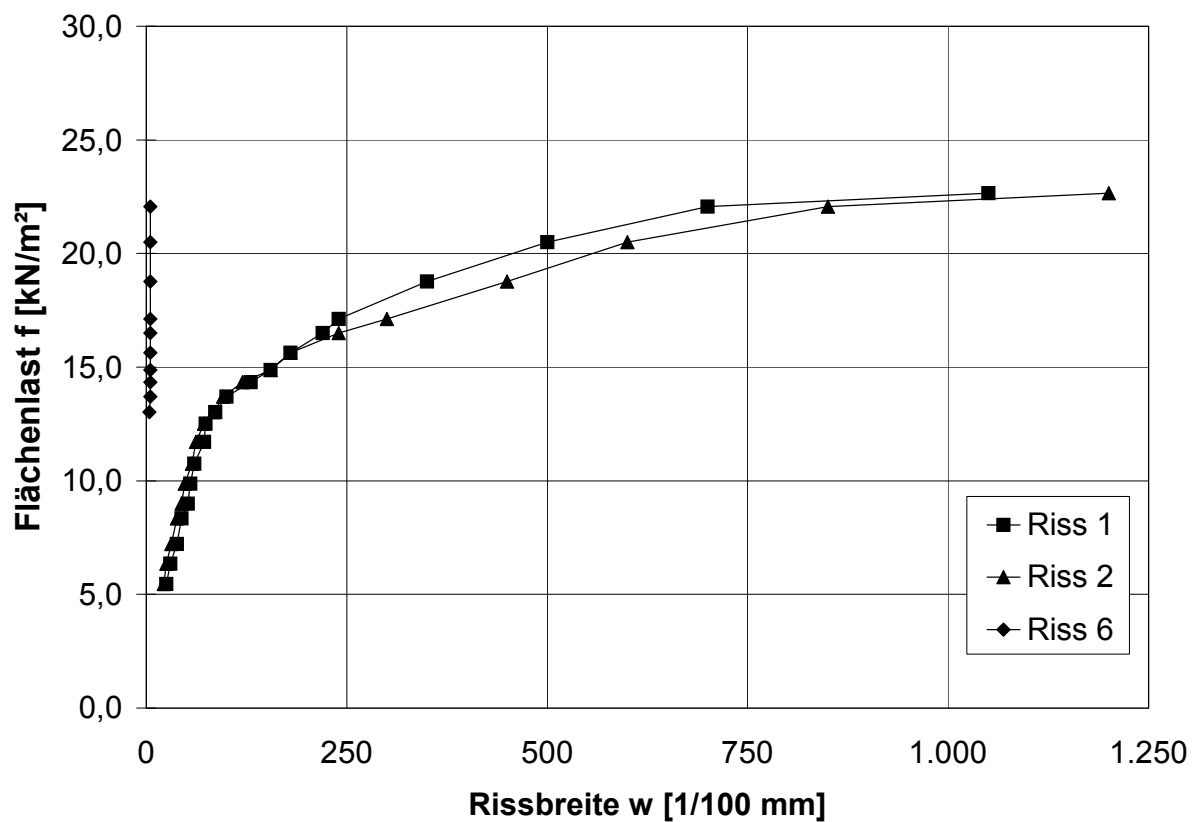


Bild 7-13: VK A 16/3: Größte Breite ausgewählter Risse in Abhängigkeit von der Flächenlast, Lage der Risse siehe Bild 7-12

### Ermittlung der Stützmomente $M_B$

Für die Ermittlung der maßgebenden Stützmomente  $M_B$  wurden alternative Untersuchungen durchgeführt, wobei eine unterschiedliche Verteilung und Tiefe der Auflagerpressung über der Mittelunterstützung angenommen und das Stützmoment im Auflagerbereich entsprechend ausgerundet wurde. Bei Annahme einer dreiecksförmigen Auflagerpressung mit einer Auflagertiefe von  $a = 4$  cm tritt das maximale Moment im Schnitt  $a = 3$  cm hinter Vorderkante Auflager auf (siehe Bild 7-14). Dieser Ansatz ergibt gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen, da sich die "Hauptrisse" im Bereich der Mittelunterstützung auch ca. 3 cm hinter der Auflager-vorderkante ausbildeten, dort also der Maximalwert des Momentes bei den Versuchen aufgetreten war. Bild 7-14 zeigt den Verlauf der Stützmomente im Bereich des Mittelauflegers. Gezeigt ist der Verlauf der Stützmomente, der aus Versuchswerten ermittelt wurde, bei dem eine Rissweite  $w_u = \text{Faserlänge}/20 \leq 3\text{mm}$  erreicht war. Diese Festlegung entspricht dem DBV-Merkblatt [DBV1]. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird, um eine ausreichende Verankerungsmöglichkeit für die Stahlfasern sicher zustellen, die maximale Rissbreite auf diesen Wert begrenzt.

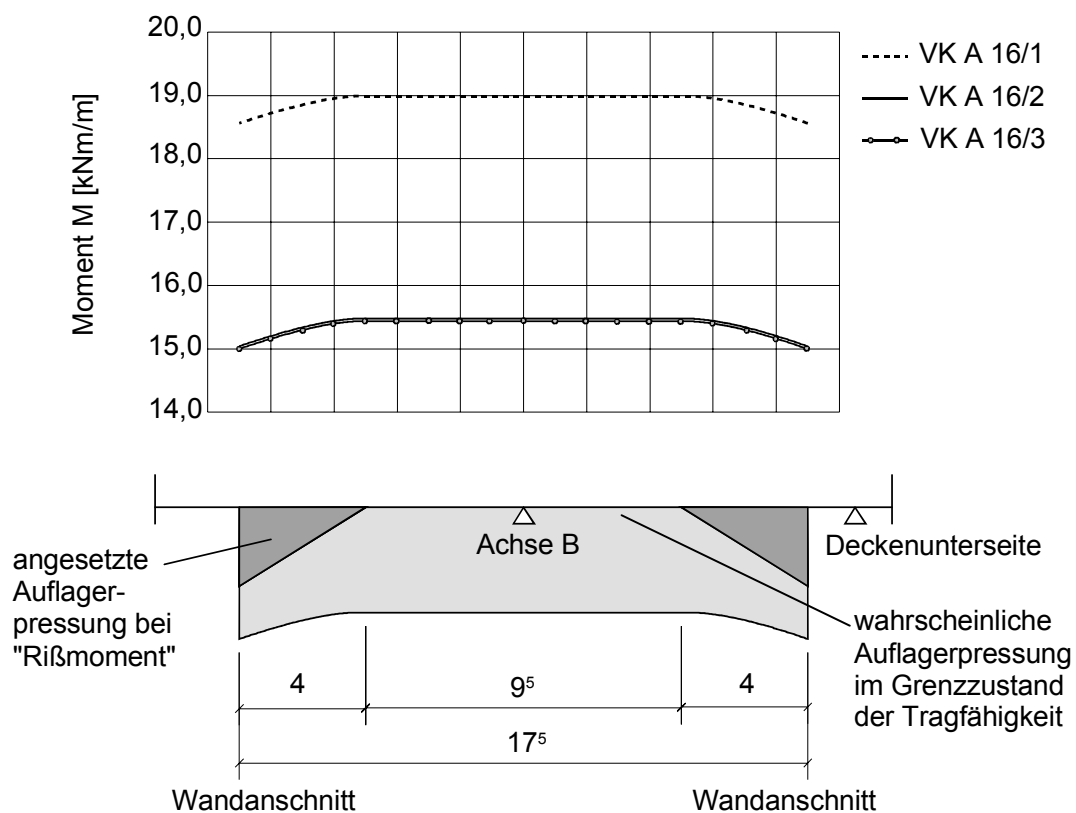


Bild 7-14: Annahme der dreiecksförmigen Auflagerpressung über dem Mittelaufleger B, Verlauf der Stützmomente

## 7.6 Reihe B (Stützmomenten-Tragfähigkeit)

### 7.6.1 Versuchsstand und Belastungseinrichtung

Die Versuchskörper der Reihe B waren Einfeld-Plattenstreifen mit einseitigem Kragarm zur Ermittlung der Biegemomenten Tragfähigkeit eines Stahlfaserbetonquerschnitts.

Bild 7-15 und Bild 7-17 zeigen den Versuchsstand der Reihe B. Die Prüfkörper der Reihe B wurden am Endauflager (Auflager A) durch eine Presse mit Quertraverse gegen Abheben gesichert. Am Mittelaufleger (Auflager B) war ein lastübertragender Elastomerstreifen angeordnet. Die Belastung erfolgte nahe des Kragarmendes durch eine hydraulische Presse mit Quertraverse.

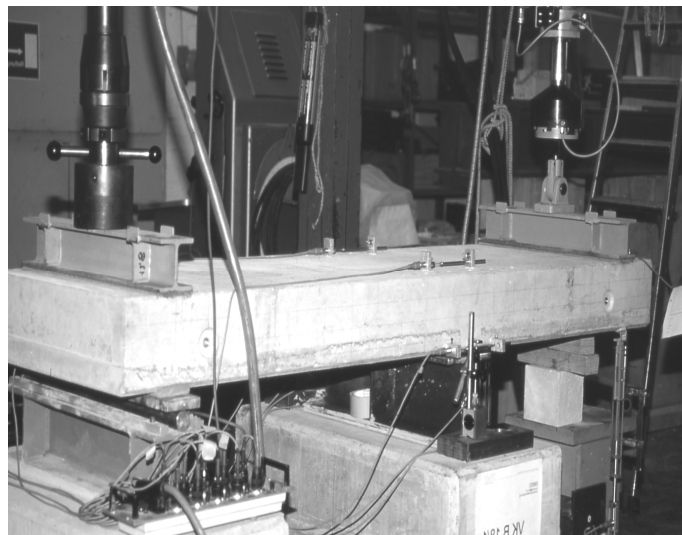
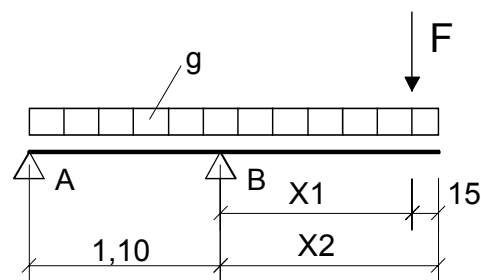
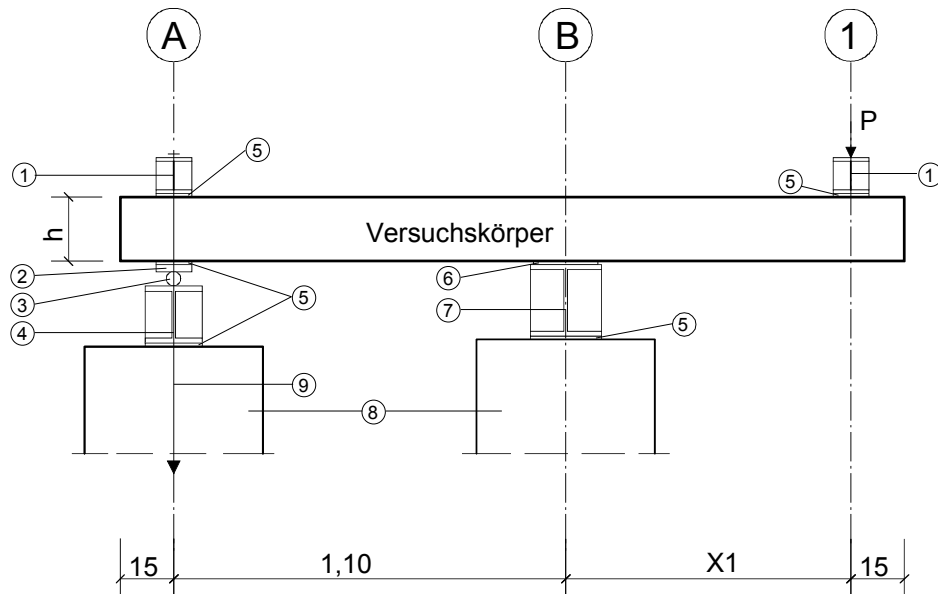


Bild 7-15: Reihe B: Versuchskörper im Versuchsstand



Versuchskörper	X1 [m]	X2 [m]
h = 12 cm	0,50	0,65
h = 18 cm	0,80	0,95
h = 24 cm	1,10	1,25

Bild 7-16: Reihe B: Statisches System der Versuchskörper



- 1 IPB 100,  $l = 625 \text{ mm}$  ( $l = 755 \text{ mm}$  bei VK B 12/1)
- 2 Blech  $20 \times 100 \times 700 \text{ mm}$
- 3 Rundstahl  $40 \text{ mm}$
- 4 IPB 160,  $l = 700 \text{ mm}$
- 5 Mörtelschicht  $d = 10 \text{ mm}$

- 6 EPDM Baulager  $10 \times 175 \times 625 \text{ mm}$
- 7 IPB 200,  $l = 625 \text{ mm}$
- 8 Betonsockel
- 9 abhebende Auflagerkraft

Bild 7-17: Reihe B: Systemskizze Versuchsstand

## 7.6.2 Versuchsergebnisse

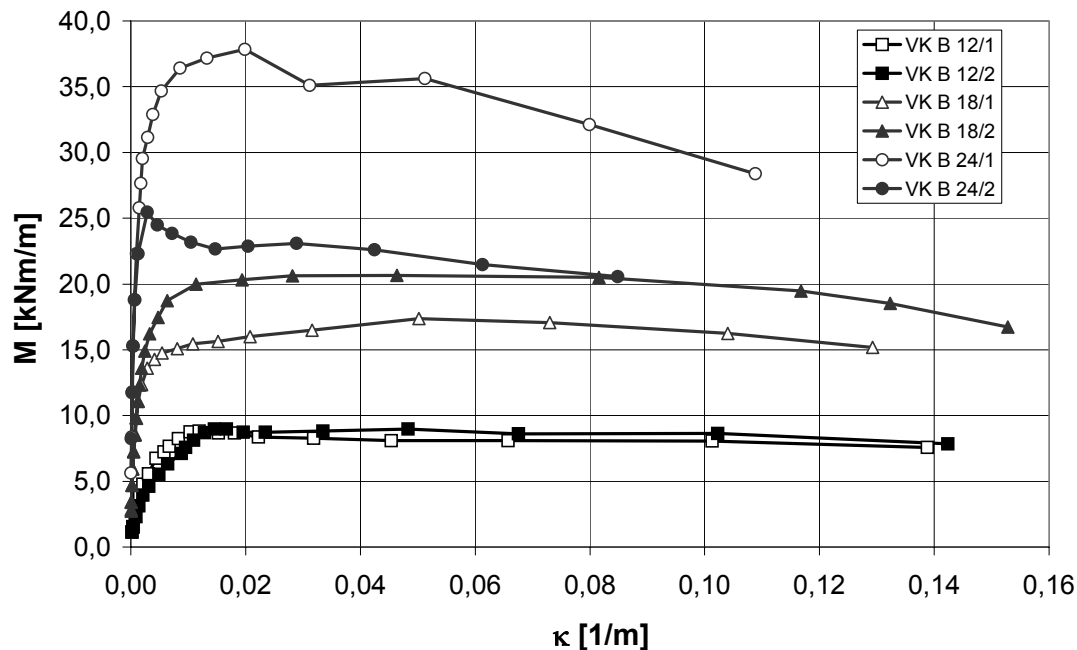
In der Tabelle 7-6 sind die in den Versuchen der Reihe B gemessenen Lasten, bei denen der erste Riss  $F_{\text{Riss}}$  über dem Mittelauger B festgestellt wurde und die bei der Versuchsdurchführung maximal aufgenommenen Lasten  $F_{\text{max}}$  zusammengestellt.

Tabelle 7-6: Reihe B: Zusammenstellung der im Versuch gemessenen Lasten, bei denen der erste sichtbare Riss  $F_{\text{Riss}}$  festgestellt wurde und die maximal erreichten Lasten  $F_{\text{max}}$

Versuchskörper VK	Höhe VK $h$ [cm]	Versuchslast $F_{\text{Riss}}$ [kN]	Versuchslast $F_{\text{Max}}$ [kN]
B 12/1	12	7,66	10,28
B 12/2	12	6,17	10,60
B 18/1	18	8,11	12,05
B 18/2	18	13,74	14,60
B 24/1	24	15,15	18,95
B 24/2	24	8,13	11,00

Versuchslast = Pressenlast + Traversenlast

Aus den gemessenen Versuchslasten lässt sich die Momenten-Krümmungsbeziehung darstellen. Die Krümmungen sind aus den gemessenen Dehnungen am oberen und unteren Betonrand des Versuchskörpers (RD 1 bis RD 4) ermittelt worden. Dem gegenüber gestellt wurde das errechnete Anschnittsmoment, ermittelt aus der Versuchslast und dem Eigengewicht.



*Bild 7-18: Reihe B: Gerechnete Krümmungen im Bereich der Stützung B (bestimmt aus den Messwerten der Randdehnungen RD 1 bis RD 4) in Abhängigkeit vom Moment  $M$ , Lage der Messstellen siehe Anhang Reihe B*

Wie aus Bild 7-18 zu erkennen ist, fiel die Tragfähigkeit des Versuchskörpers VK B 24/2 geringer als erwartet aus. Es wurde für die Reihe B eine statistische Auswertung nach Wesche [Wesc1] durchgeführt. Als Stichprobenumfang werden alle Ergebnisse der Reihe B zugrunde gelegt. Der Nachweis hat gezeigt, dass der Versuchswert des Versuchskörpers VK B 24/2 mit einer Aussagewahrscheinlichkeit von 90 % noch innerhalb eines Anteilsbereich von 95 % der Grundgesamtheit aller Versuche der Reihe B (also innerhalb der infolge Versuchsstreuungen zu erwartenden Werte) liegt.



### Rissbreiten und Durchbiegungen

Bild 7-19 zeigt die gemessenen Rissbreiten  $w$  im Bereich der Stützung B in Abhängigkeit vom Moment. Dargestellt ist jeweils der Riss mit der im Versuchsverlauf größten aufgetretenen Rissbreite. Bei den Versuchskörpern der Reihe B liegt als statisches System ein Einfeldträger mit Kragarm vor (vgl. Bild 7-16). Dieses System ist nicht in der Lage, Momente umzulagern. Die Versuche dienten der Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit. Aussagen über das Riss- und Durchbiegungsverhalten der EMSO-Decke können nicht abgeleitet werden, da hierbei immer das Gesamtsystem, also das Systemverhalten betrachtet werden muss (vgl. hierzu Ausführungen in Kapitel 8).

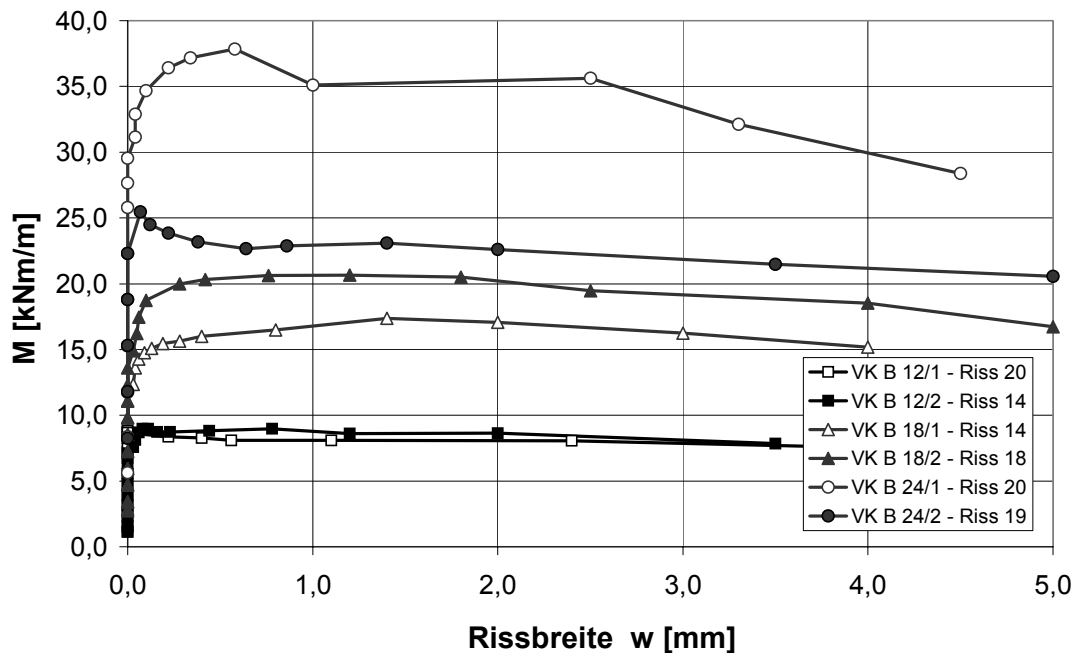


Bild 7-19: Reihe B: Gemessene Rissbreiten  $w$  im Bereich der Stützung B in Abhängigkeit vom Moment  $M$ , Lage der Risse siehe Anhang Reihe B

## 7.7 Reihe C (Feldmomenten-Tragfähigkeit)

### 7.7.1 Versuchsstand und Belastungseinrichtung

Reihe C umfasst Einfeld-Plattenstreifen, bestehend aus einer Elementplatte aus Normalbeton mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton. An den Versuchskörpern wurde der vom Aufbeton getragene Anteil des Biegemomentes (Feldmoment einer Deckenplatte) ermittelt.

Der Versuchsstand und die Messeinrichtung sind in Bild 7-20 und Bild 7-22 dargestellt.

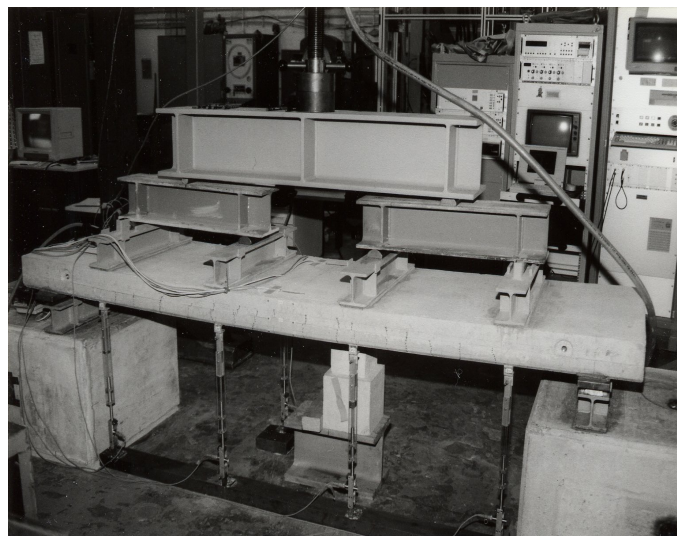


Bild 7-20: Reihe C: Versuchskörper im Versuchsstand

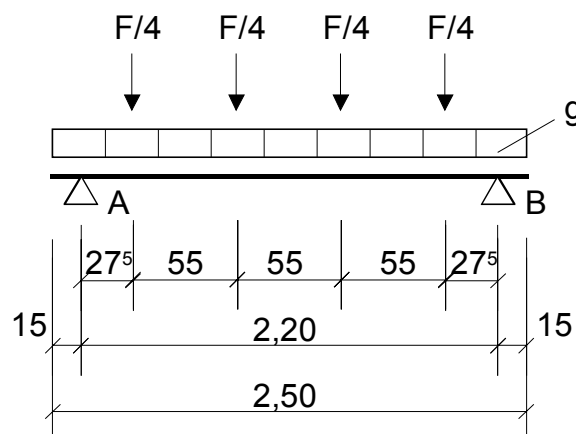


Bild 7-21: Reihe C: Statisches System der Versuchskörper ( $h = 12 \text{ cm}, 18 \text{ cm}, 24 \text{ cm}$ )

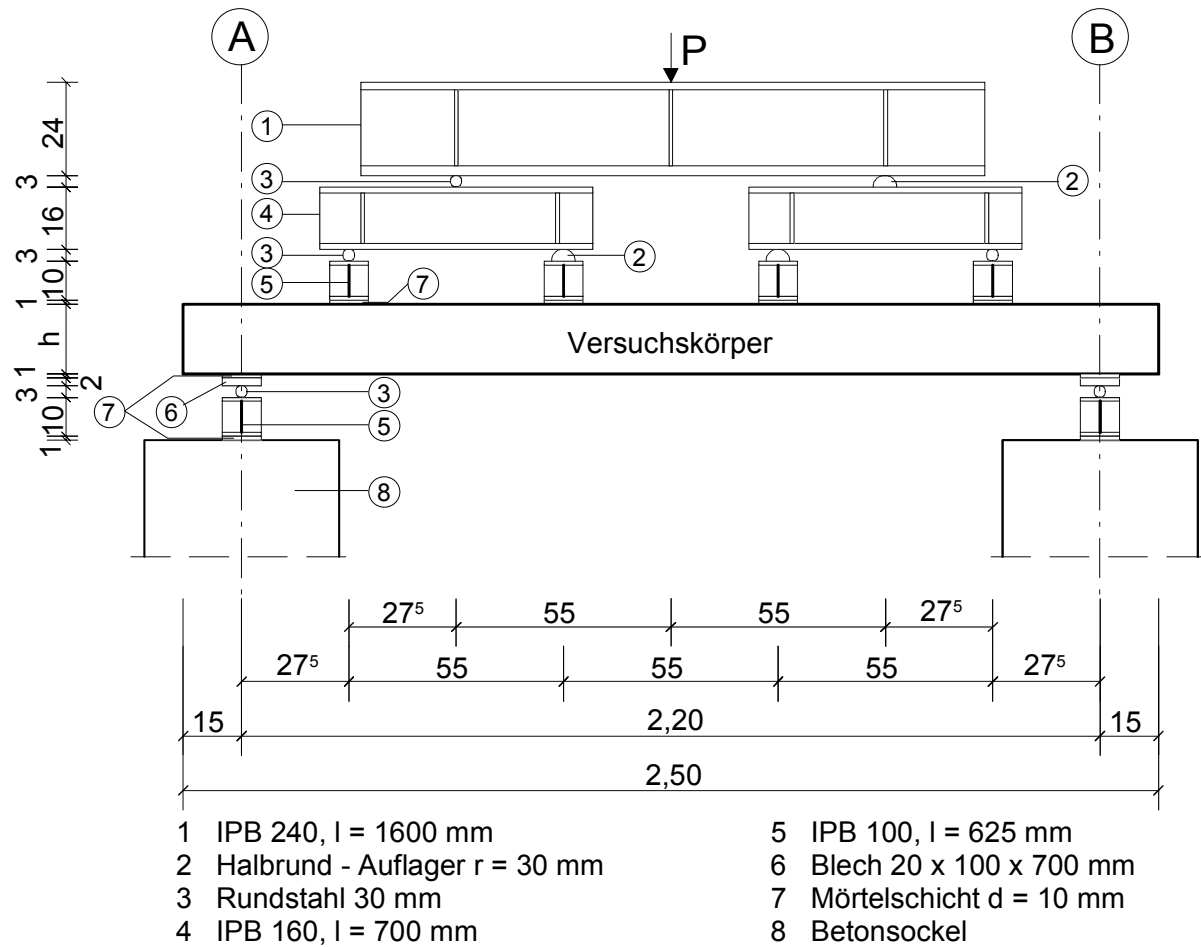


Bild 7-22: Reihe C: Systemskizze Versuchstand

### 7.7.2 Versuchsergebnisse

Die maximalen Biegemomente in Feldmitte ergeben sich rechnerisch aus den maximal erreichten Versuchslasten  $F_{\text{Max}}$  (Pressenlasten und Traversenlasten) und dem Eigengewicht. Die rechnerisch aus den Versuchslasten ermittelten Momente in Feldmitte in Abhängigkeit von der Durchbiegung sind für alle Versuchskörper der Reihe C in Bild 7-23 dargestellt.

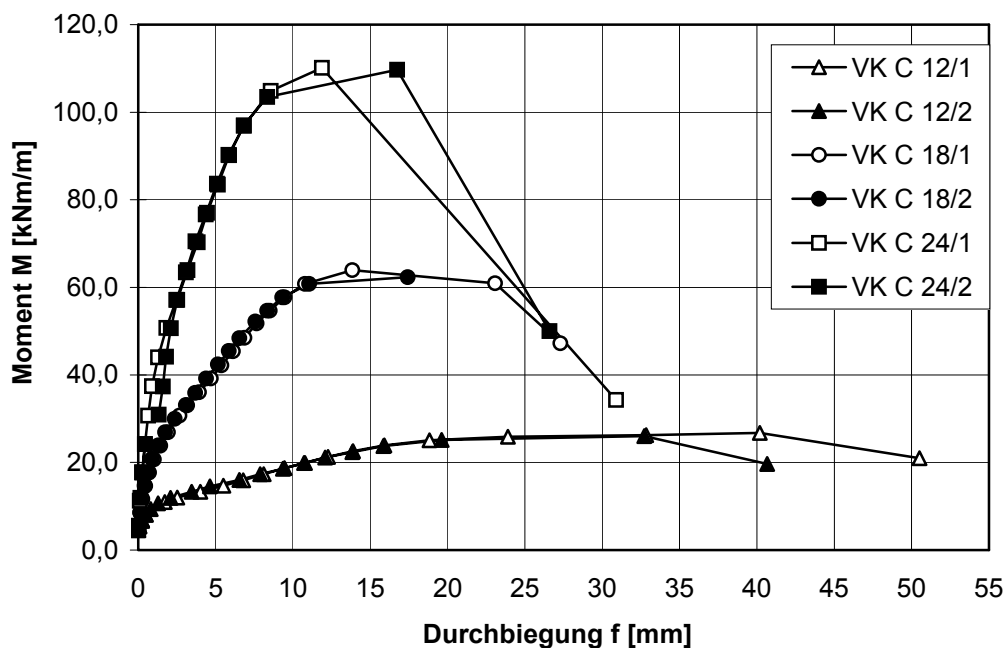


Bild 7-23: Reihe C: Aus den Versuchslasten ermittelte Momente  $M$  in Feldmitte in Abhängigkeit von der Durchbiegung  $f$

In Tabelle 7-7 sind die im Versuch erreichten maximalen Biegemomente  $M_{\text{max}}$  angegeben. Diese Tabelle enthält auch die rechnerische Aufspaltung in einen Anteil Biegetragwirkung der Bewehrung  $M_{\text{As}}$  (ermittelt mit gemessenen Stahlfestigkeiten) und einen Anteil Biegetragwirkung des Stahlfaserbetons oberhalb der Elementplatte  $M_{\text{SFB}}$ . Diese Momente wurden mit dem Faktor  $\alpha$  korrigiert, um die Zunahme der Biegezugfestigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung im Verhältnis zur Festigkeit nach 28 Tagen zu berücksichtigen (Tabelle 7-8). Bild 7-24 zeigt das aufnehmbare Moment  $M^*_{\text{SFB}}$  des Stahlfaserbetons oberhalb der Elementplatte in Abhängigkeit der Deckenhöhe  $h$ .

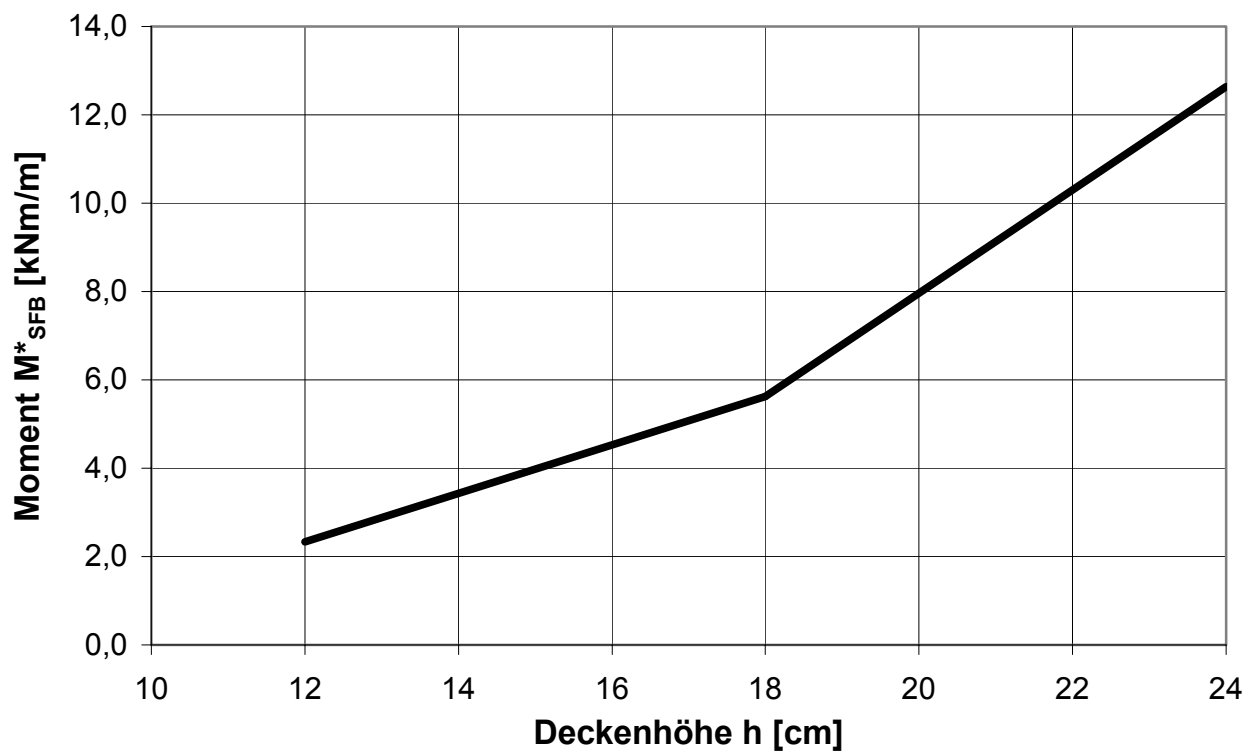
**Tabelle 7-7: Reihe C: Im Versuch erreichte Biegemomente und Querkräfte, die Biegemomente sind rechnerisch aufgespalten in einen Anteil Biegetragwirkung der Bewehrung  $M_{As}$  und einen Anteil Biegetragwirkung Stahlfaserbeton  $M_{SFB}$**

Versuchskörper  VK	Versuchslast  $F_{max}$ [kN]	aus Versuchen ermittelte Momente			gerechnete Querkraft  $V_{A,B}$ [kN/m]
			Anteil Bewehrung  $M_{As}$ [kNm/m]	Anteil Faserbeton  $M_{SFB}$ [kNm/m]	
		$M_{Max}^{*)}$ [kNm/m]			
C 12/1	52,94	25,00	22,19	2,82	42,35
C 12/2	51,34	24,30	22,19	2,11	41,07
i.M.	52,14	24,65	22,19	2,46	41,71
C 18/1	137,54	63,08	56,10	6,98	110,03
C 18/2	133,84	61,76	56,10	5,66	107,07
i.M.	135,69	62,42	56,10	6,32	108,55
C 24/1	242,54	111,99	95,82	16,17	194,03
C 24/2	241,54	109,89	95,82	14,07	193,23
i.M.	242,04	110,94	95,82	15,12	193,63

\*) Momente bestimmt aus Versuchslast und Eigengewicht ( $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ )

**Tabelle 7-8: Reihe C: Korrektur des aus den Versuchen ermittelten Traganteils des Stahlfaserbetons zur Berücksichtigung des Alters bei Versuchsdurchführung (Faktor  $\alpha$ , Zunahme der Biegezugfestigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung bezogen auf 28 Tage)**

Versuchskörper  VK	aus Versuchen ermittelter und korrigierter Traganteil Stahlfaserbeton		
	$M_{SFB}$ [kNm/m]	$\alpha$ [-]	$M_{SFB}^* = \alpha \cdot M_{SFB}$ [kNm/m]
C 12/1	2,82	0,963	2,72
C 12/2	2,11	0,930	1,96
i.M.	2,47		2,34
C 18/1	6,98	0,905	6,31
C 18/2	5,66	0,872	4,94
i.M.	6,32		5,63
C 24/1	16,17	0,855	13,83
C 24/2	14,07	0,814	11,45
i.M.	15,12		12,64



*Bild 7-24: Aufnehmbares Moment  $M^*_{SFB}$  des Stahlfaserbetons oberhalb der Elementplatte in Abhängigkeit der Deckenhöhe  $h$  (einschl. Elementplatte mit  $h_{EP} = 5$  cm)*

## 7.8 Reihe D (Fugentragfähigkeit)

### 7.8.1 Versuchsstand und Belastungseinrichtung

Die Versuche der Reihe D sollten zeigen, in welcher Höhe Einzellasten unter Mitwirkung des Stahlfaserbetons über die Fuge hinweg übertragen werden können und dass auf die konstruktive obere Bewehrung aus Betonstahl verzichtet werden kann. Den Versuchsstand zeigt Bild 7-25, in Bild 7-27 ist eine Systemskizze des Versuchsstands dargestellt.

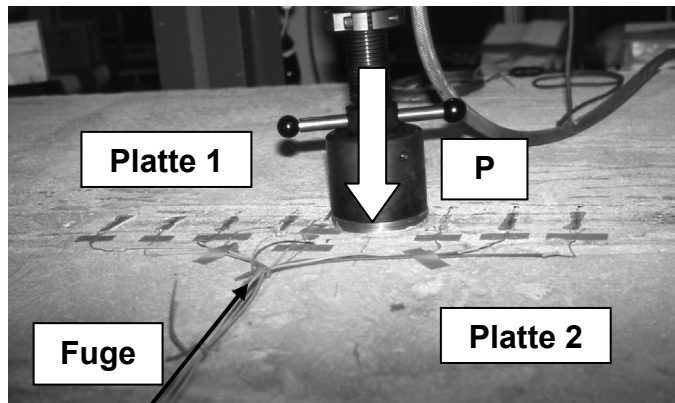


Bild 7-25: Reihe D: Versuchsstand, Lasteinleitung mittels Presse

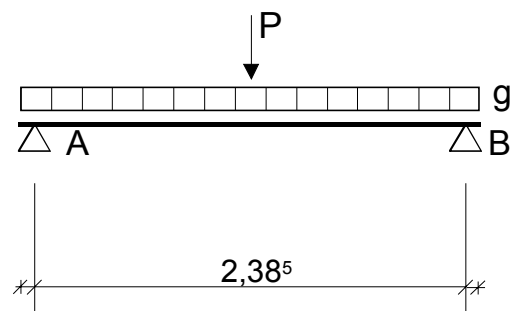


Bild 7-26: Reihe D: Statisches System der Versuchskörper

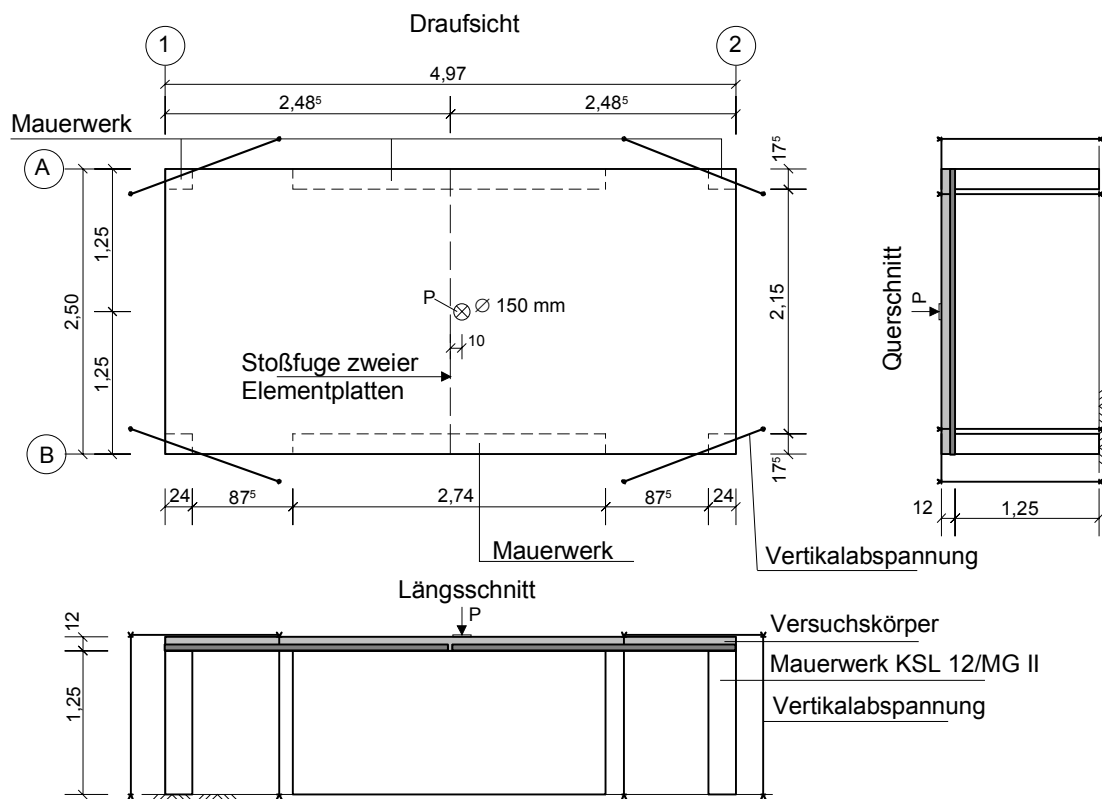


Bild 7-27: Reihe D: Versuchsstand

Die Prüfkörper der Reihe D waren auf Mauerwerk gelagert. Die Belastung erfolgte konzentriert über eine Presse mit einer Lastfläche von  $\varnothing = 150 \text{ mm}$  neben einer Fuge zwischen den Elementplatten. Die Ecken der Platten wurden durch Vertikalabspannungen gegen Abheben gesichert.

Bei den Versuchen der Reihe D wurde nach Erreichen einer Stahldehnung von  $\varepsilon = 1,5 \text{ ‰}$  eine Schwellbelastung aufgebracht. Es wurden jeweils 10 Lastwechsel mit  $f = 0,05 \text{ Hz}$  (1 Lastwechsel/ 20 sec) gefahren. Die untere Pressenlast  $P_u$  betrug 30 % der zu diesem Zeitpunkt erreichten Höchstlast  $P_o$ .

### 7.8.2 Versuchsergebnisse

Die Versuche der Reihe D haben gezeigt, in welcher Höhe Einzellasten unter Mitwirkung des Stahlfaserbetons über die Fuge zwischen den Elementplatten hinweg übertragen werden können. Tabelle 7-9 enthält die im Versuch erreichten maximalen Pressenlasten.

*Tabelle 7-9: Reihe D: Im Versuch erreichte maximale Pressenlasten*

Versuchskörper VK	Pressenlast $P_{\max}$ [kN]
D 12/1	121,50
D 12/2	131,20
im Mittel 126,35	

Das Versagen der Platten trat durch Biegebruch der Feldbewehrung auf. Die Durchbiegungen (Bild 7-28, z.B. Messstellen D2 und D5) und Dehnungen (Bild 7-29, Messstellen eps 1/2 und eps 8/9) entlang der Fuge waren bis zum Ende der Versuchsdurchführung auf beiden Seiten etwa gleich groß. Auch die Dehnungen entlang der Fuge waren etwa gleich groß. Aus den gemessenen Dehnungen der Feldbewehrungen ist zu erkennen, dass die Bewehrungen sowohl direkt unter der Presse, als auch neben der Fuge (unbelasteter Plattenteil), die Fließspannung erreichten.



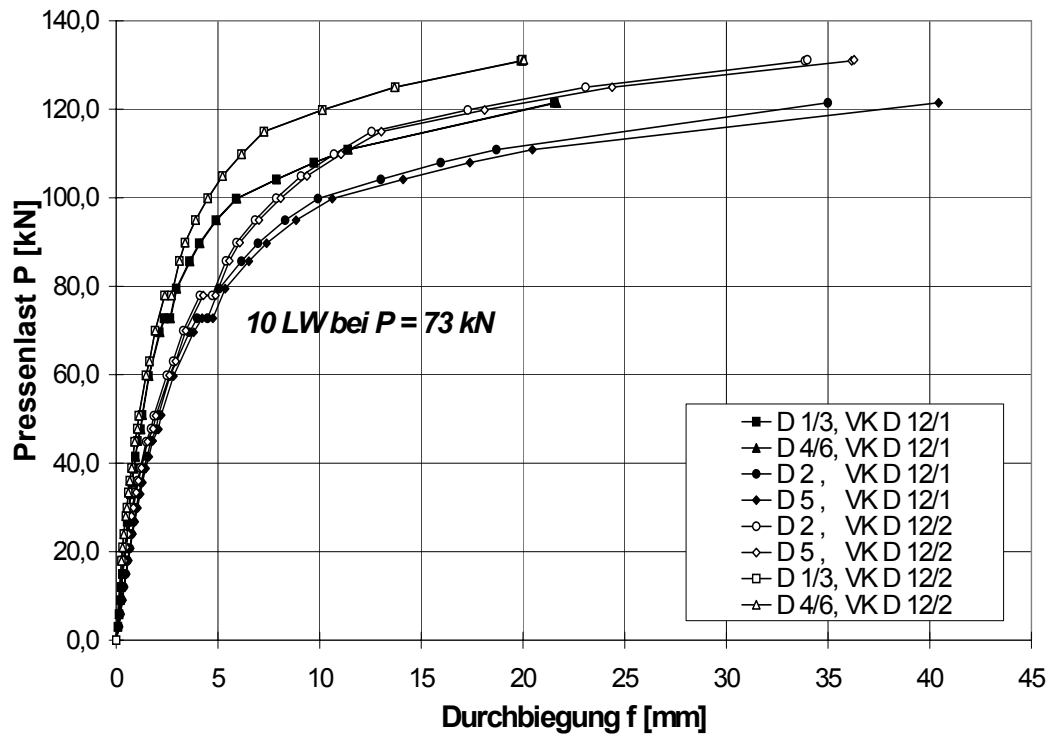


Bild 7-28: VK D 12/1 und VK D 12/2: Gemessene Durchbiegungen in Abhängigkeit von der Pressenlast

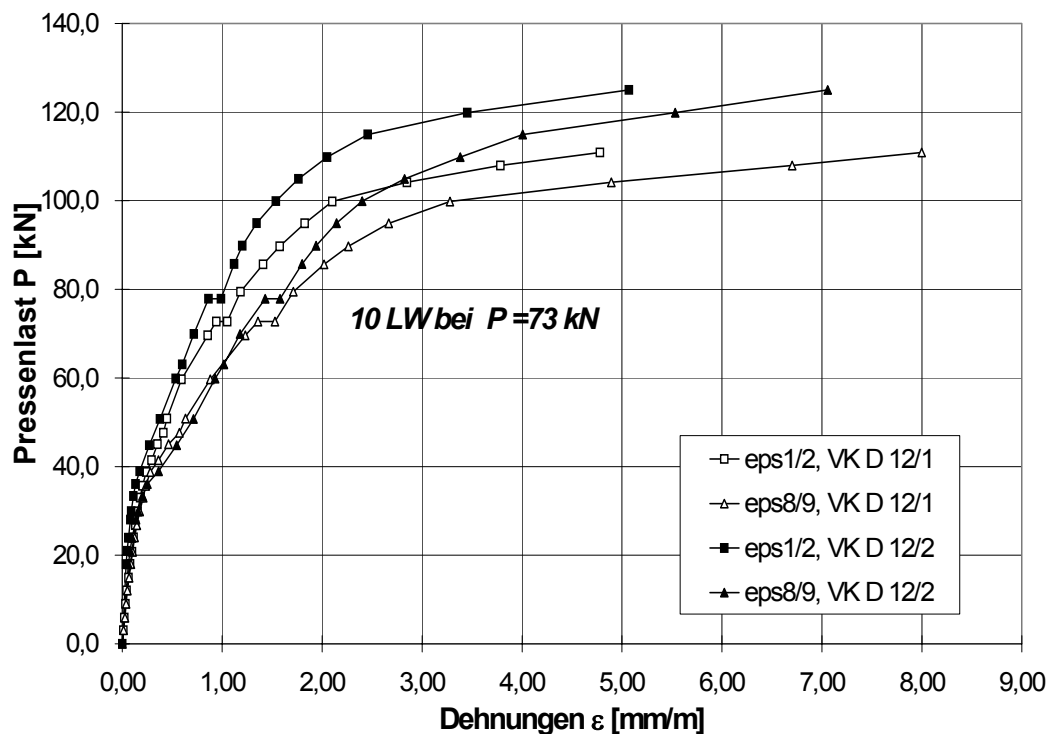
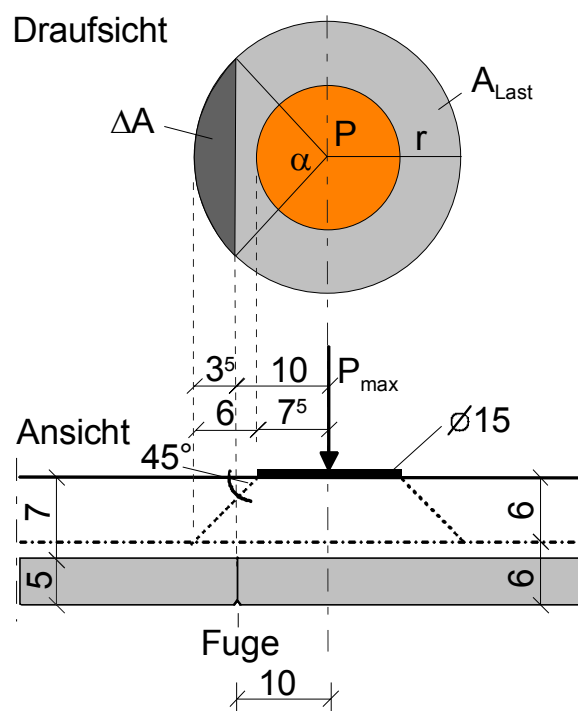


Bild 7-29: VK D 12/1 und VK D 12/2: Gemessene Dehnungen in Abhängigkeit von der Pressenlast

Aus Bild 7-30 ist zu erkennen, dass bei Ansatz einer Lastausbreitung von  $45^\circ$  unter der Presse ein Teil der Pressenlast  $P_{\max}$  von der Elementplatte neben der Fuge aufgenommen wird. In der folgenden Berechnung wird die Pressenlast um diesen Anteil (Fläche  $\Delta A$ ) reduziert.

Aus dem Anteil der Fläche  $\Delta A$  zu der gesamten Lastausbreitungsfläche  $A_{\text{Last}}$  wird der Anteil der Pressenlast  $P_{\text{red}}$  ermittelt, der von der direkt belasteten Elementplatte getragen wird.



**Bild 7-30:** Lastausbreitung unter der Presse zur Ermittlung des Anteils der Pressenlast, der direkt von der belasteten Elementplatte getragen wird

$$A_{\text{Last}} = \pi \cdot r^2 = \pi \cdot 13,5^2 = 572,6 \text{ cm}^2 \quad (\text{Gl. 7-1})$$

$$\Delta A = \frac{r^2}{2} \cdot \left( \frac{\pi \cdot \alpha}{180^\circ} - \sin \alpha \right) = \frac{13,5^2}{2} \cdot \left( \frac{\pi \cdot 84,4^\circ}{180^\circ} - \sin(84,4^\circ) \right) = 43,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{Gl. 7-2})$$

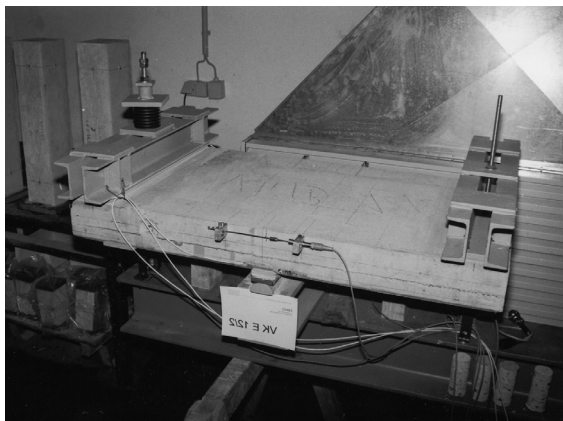
$$P_{\text{red}} = P_{\max} \cdot \left( 1 - \frac{\Delta A}{A_{\text{Last}}} \right) = P_{\max} \cdot \left( 1 - \frac{43,5}{572,6} \right) = 126,35 \text{ kN} \cdot (1 - 0,076) = 116,75 \text{ kN} \quad (\text{Gl. 7-3})$$

## 7.9 Reihe E (Dauerstandsverhalten)

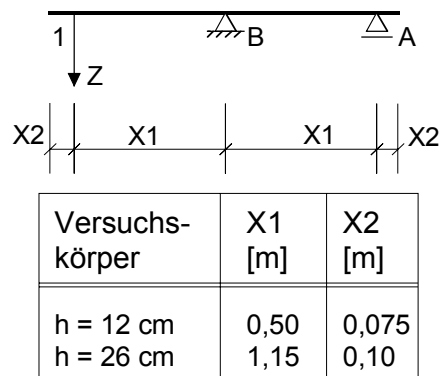
### 7.9.1 Versuchsstand und Belastungseinrichtung

Die Versuchsergebnisse der Reihe E zeigen das Verhalten des Stahlfaserbetons unter hoher Dauerlast. Es wurden zwei Versuchskörper mit der Dicke von  $h = 12 \text{ cm}$  (VK E 12/1 und VK E 12/2) und ein Versuchskörper mit der Dicke  $h = 26 \text{ cm}$  (VK E 26/1) geprüft. Nach Abschluss der Dauerstandbelastung wurden alle drei Versuchskörper zu Bruch gefahren (vgl. Kapitel 7.10).

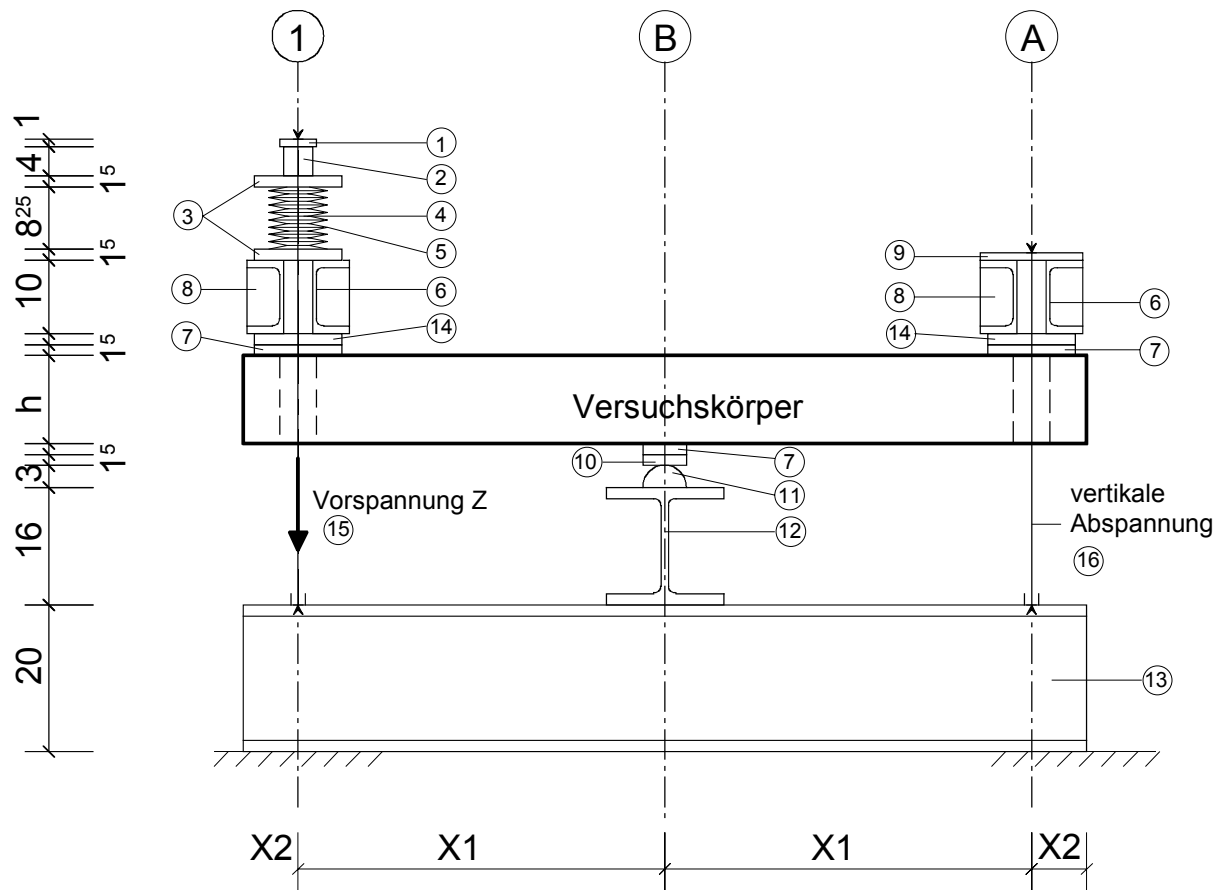
Den Versuchsstand der Reihe E unter Dauerlast zeigen Bild 7-31 und Bild 7-33. Bild 7-32 stellt das statische System der Versuchskörper dar. Die Versuchskörper der Reihe E wurden gegen einen Stahlträger gespannt. Die Belastung erfolgte nahe eines Kragarmendes über eine Quertraverse durch eine Spannstanze. Eine weitere Spannstanze bildete das Gegenlager (Auflager A).



*Bild 7-31: Reihe E: Versuchskörper im Versuchsstand unter Dauerlast*



*Bild 7-32: Reihe E: Statisches System der Versuchskörper unter Dauerlast*



- |  |   |
|--|---|
| 1 Blech 10 x 50 x 50 mm                          | 9 Blech 10 x 100 x 140 mm                           |
| 2 Rohr $\varnothing$ 35 mm, t = 2 mm, l = 40 mm  | 10 Blech 15 x 60 x 625 mm                           |
| 3 Blech 15 x 120 x 120 mm                        | 11 Halbrund - Auflager, r = 30 mm                   |
| 4 Rohr $\varnothing$ 30 mm, t = 2 mm, l = 100 mm | 12 HEB 160, l = 625 mm                              |
| 5 15 Tellerfedern 80 x 31 x 3 mm                 | 13 HEB 200, l = 1150 mm                             |
| 6 U 100, l = 750 mm                              | 14 Blech 15 x 120 x 625 mm                          |
| 7 Mörtelschicht, d = 15 mm                       | 15 Spannstanze $\varnothing$ 16 zur Lasteinbringung |
| 8 Aussteifungsblech, d = 8 mm                    | 16 Spannstanze $\varnothing$ 16 als Gegenlager      |

Bild 7-33: Reihe E: Systemskizze Versuchsstand unter Dauerlast

### 7.9.2 Versuchsergebnisse VK E 12/1 und VK E 12/2 (Dauerstandverhalten)

Bei Versuchskörper VK E 12/1 und VK E 12/2 wurde die Last per Hand über die Spannstanze aufgebracht. Es wurde zunächst soweit belastet, dass erkennbare Risse auftraten. Die Last wurde einige Stunden stehen gelassen und nach einer Zwischenentlastung wurde erneut eine Last eingeleitet, die ein Biegemoment erzeugte, wie es als Bemessungsmoment (Lastniveau I: plastisches Moment im Grenzzustand der Tragfähigkeit) in der Zulassung für Platten dieser Dicke vorgesehen ist.

**Tabelle 7-10: VK E 12/1 (Lastniveau I und II): Zusammenstellung der im Versuch ermittelten Werte zu Beginn und Ende der Versuchsdurchführung**

<b>Lastniveau I</b>							
Zeit	Zugkraft	Riss	Durchbiegung	Dehnungen			
t [min]	Z [kN]	30 [1/100mm]	f [mm]	RD 1 [mm/m]	RD 2 [mm/m]	DMS 1 [mm/m]	DMS 2 [mm/m]
14	5,60	10	0,296	0,299	0,204	-0,043	-0,036
35819	5,33	13	0,389	0,410	0,259	-0,140	-0,144
<b>Differenz</b>	<b>-0,27</b>	<b>+3</b>	<b>+0,093</b>	<b>+0,111</b>	<b>+0,055</b>	<b>+0,097</b>	<b>+0,108</b>
<b>Lastniveau II</b>							
Zeit	Zugkraft	Riss	Durchbiegung	Dehnungen			
t [min]	Z [kN]	30 [1/100mm]	f [mm]	RD 1 [mm/m]	RD 2 [mm/m]	DMS 1 [mm/m]	DMS 2 [mm/m]
1	9,75	20	0,624	0,709	0,449	-0,171	-0,177
160402	9,10	20	0,726	0,715	0,585	-0,304	-0,322
<b>Differenz</b>	<b>-0,65</b>	<b>0</b>	<b>+0,102</b>	<b>+0,006</b>	<b>+0,136</b>	<b>+0,133</b>	<b>+0,145</b>

**Tabelle 7-11: VK E 12/2 (Lastniveau I und II): Zusammenstellung der im Versuch ermittelten Werte zu Beginn und Ende der Versuchsdurchführung**

<b>Lastniveau I</b>							
Zeit	Zugkraft	Riss	Durchbiegung	Dehnungen			
t [min]	Z [kN]	22 [1/100mm]	f [mm]	RD 1 [mm/m]	RD 2 [mm/m]	DMS 1 [mm/m]	DMS 2 [mm/m]
55	5,60	5	0,350	0,205	0,308	-0,070	-0,035
35826	5,38	5	0,411	0,221	0,355	-0,077	-0,133
<b>Differenz</b>	<b>-0,22</b>	<b>0</b>	<b>+0,061</b>	<b>+0,016</b>	<b>+0,047</b>	<b>+0,007</b>	<b>+0,098</b>
<b>Lastniveau II</b>							
Zeit	Zugkraft	Riss	Durchbiegung	Dehnungen			
t [min]	Z [kN]	22 [1/100mm]	f [mm]	RD 1 [mm/m]	RD 2 [mm/m]	DMS 1 [mm/m]	DMS 2 [mm/m]
1	9,75	5	0,558	0,290	0,461	-0,116	-0,158
160391	9,29	7	0,668	0,281	0,464	-0,130	-0,321
<b>Differenz</b>	<b>-0,46</b>	<b>+2</b>	<b>+0,110</b>	<b>-0,009</b>	<b>+0,003</b>	<b>+0,014</b>	<b>+0,163</b>

Nach erwartungsgemäß eingetretenem Abfall dieser Last wurde nach 2 Tagen noch einmal auf den Ausgangswert nachgespannt.

Die Versuchskörper VK E 12/1 und VK E 12/2 waren "Reststücke" der Versuchskörper B 12/1 und B 12/2. In diesen Versuchskörpern war ein Gitterträger angeordnet, dessen Obergurt jetzt (bei Reihe E) in der Zugzone lag. Dieser Obergurt ( $\varnothing$  10 mm) nimmt einen Teil der Biegezugkräfte auf. Nach 26 Tagen auf Lastniveau I wurde eine Last auf die Spannstange aufgebracht, die einem Moment der Summe plastisches Moment Stahlfaserbeton (siehe oben) und aufnehmbares Moment eines Stahlbetonquerschnitts (Obergurt des Gitterträgers als Bewehrung, Stahlspannung wie unter häufiger Lastkombination) entspricht (Lastniveau II). Die Versuche VK E 12/1 und VK E 12/2 wurden nach 137 Tagen beendet. Während der Dauerstandsbelastung erfolgte keine weitere Nachregulierung der aufgebrachten Last.

Tabelle 7-10 und Tabelle 7-11 geben die gemessenen bzw. aus den Messungen errechnete Werte jeweils zu Beginn und zum Ende der Versuchsdurchführung getrennt für beide Lastniveaus der Dauerstandsbelastung an.

### **7.9.3 Versuchsergebnisse VK E 26/1 (Dauerstandsverhalten)**

Bei Versuchskörper VK E 26/1 (nur Stahlfaserbeton der Zugzone) wurde zunächst Rissbildung bei einer Zugkraft in der Abspannung von  $Z_{\text{Riss}} = 13,15 \text{ kN}$  ( $M_{\text{Riss}} = 29,13 \text{ kNm/m}$ ) erzwungen. Danach wurde das Stützmoment auf den Wert gemäß Zulassungsantrag ( $Z_{\text{SFB}} \approx 8,75 \text{ kN}$ ,  $M_{\text{SFB}} = 20,70 \text{ kNm/m}$ ) reduziert. Dieser Wert wurde, im Gegensatz zu den Versuchen VK E 12/1 und VK E 12/2, über die Versuchsdauer von 152 Tagen auf etwa gleicher Größe belassen. Nach Abfall der aufgebrachten Last von ca. 2,5 % wurde jeweils wieder auf den Ausgangswert erhöht. Die Last wurde über eine Presse aufgebracht. Um einen raschen Abfall der Last zu vermeiden, wurden am Kopf der Zugstange 18 Tellerfedern angeordnet.

Bild 7-34 und Bild 7-35 zeigen das Rissbild und die Rissbreitenentwicklung im Bereich der Mittelunterstützung des Versuchskörpers in Abhängigkeit von der Belastungsdauer.

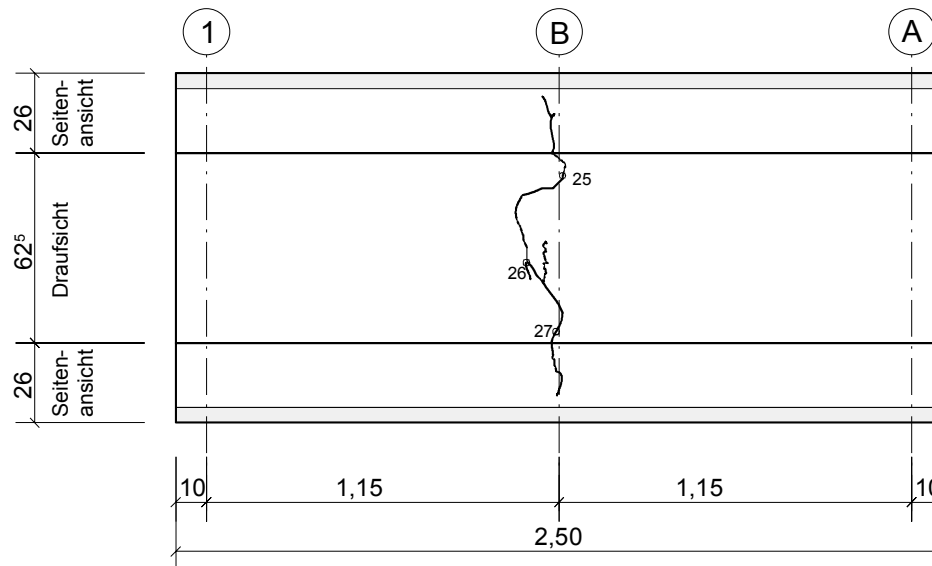


Bild 7-34: VK E 26/1: Rissbild im Bereich des Mittelaufagers

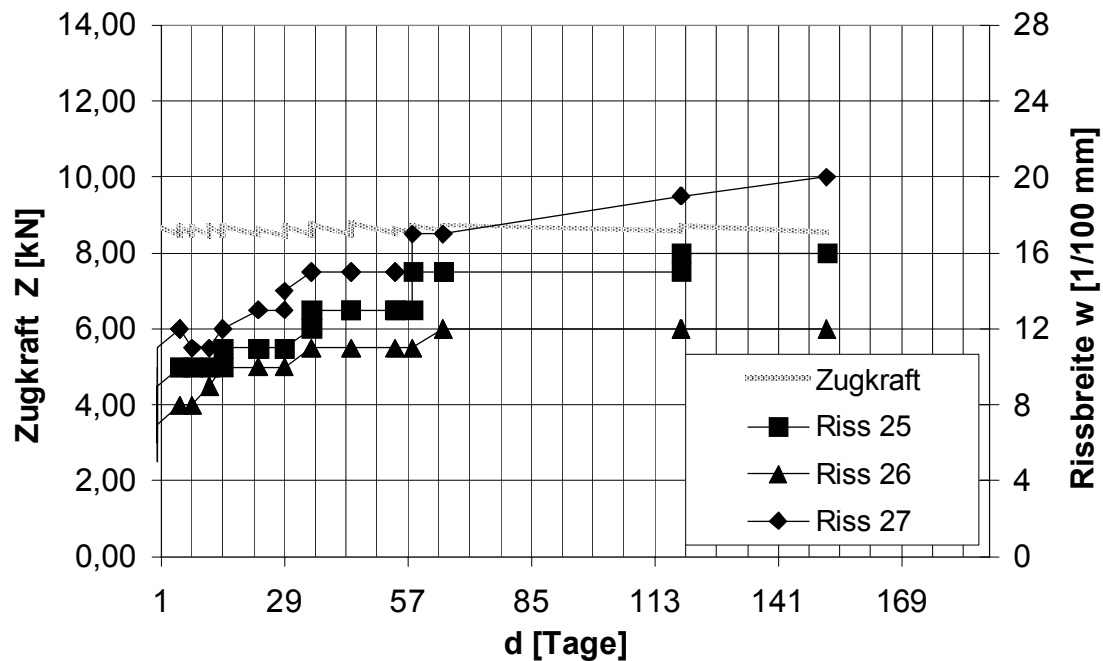


Bild 7-35: VK E 26/1: Rissbreitenentwicklung im Bereich der Mittelunterstützung und gemessene Zugkräfte Z, dargestellt in Abhängigkeit von der Belastungsdauer, Lage der Risse siehe Bild 7-34

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Risse, die Dehnungen und die Durchbiegungen (vgl. ebenso Bilder im Anhang E) auch unter Dauerlast am Kragarmende nicht progressiv ansteigen. Die Verhältnisse sind hier, wie bei Reihe B, ungünstiger als an einem Durchlaufträgersystem der Decke im Bauwerk. Es kann in den Versuchskörpern keine Umlagerung vom Stützquerschnitt zum Feldquerschnitt erfolgen.

### 7.9.4 Kriechfunktion

Der zeitliche Verlauf der gemessenen Durchbiegung ist erkennbar weitgehend identisch mit dem Verlauf von Kriechverformungen. Um nachzuweisen, dass die Verformungszunahme unter Dauerstandsbelastung aus Kriechen resultiert (Kriechen der Biegedruckzone und Verbundkriechen der im Beton verankerten gekröpften Enden der Stahlfasern), wird nachfolgend für den Versuchskörper VK E 26/1 die Kriechfunktion ermittelt und der Durchbiegungsfunktion aus der Versuchsdurchführung gegenübergestellt. Die Kriechfunktion nach DIN 1045-1 [DIN 1045-1] ermittelt sich wie folgt:

Grundkriechzahl

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1,678 \cdot 2,96 \cdot 0,4884 = 2,423 \quad (\text{Gl. 7-4})$$

mit

$$\begin{aligned} \varphi_{RH} &= \left[ 1 + \frac{1 - RH/100}{0,10 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 = \left[ 1 + \frac{1 - 65/100}{0,10 \cdot \sqrt[3]{183,6}} \cdot 1,058 \right] \cdot 1,016 \\ &= 1,678 \end{aligned} \quad (\text{Gl. 7-5})$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{32,3}} = 2,96 \quad (\text{Gl. 7-6})$$

$f_{cm}$  aus Nebenkörperprüfung

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,20}} = \frac{1}{0,1 + 28^{0,20}} = \frac{1}{2,047} = 0,4884 \quad (\text{Gl. 7-7})$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 625 \cdot 260}{2 \cdot (625 + 260)} = 183,6 \text{ mm} \quad (\text{Gl. 7-8})$$

$$\alpha_1 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7} = \left( \frac{35}{32,3} \right)^{0,7} = 1,058 \quad (\text{Gl. 7-9})$$

$$\alpha_2 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} = \left( \frac{35}{32,3} \right)^{0,2} = 1,016 \quad (\text{Gl. 7-10})$$



Hierin sind:

- $f_{cm}$  mittlere Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen in N/mm<sup>2</sup>
- RH relative Luftfeuchte der Umgebung in %, hier angesetzt 65 %
- $h_0$  wirksame Bauteilhöhe in mm, wobei  $A_c$  die Querschnittsfläche und  $u$  den der Luft ausgesetzten Querschnittsumfang bezeichnet
- $\varphi_{RH}$  Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der relativen Luftfeuchte auf die Grundkriechzahl
- $\beta(f_{cm})$  Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Betonfestigkeit auf die Grundkriechzahl
- $\beta(t_0)$  Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses des Betonalters bei Belastungsbeginn auf die Grundkriechzahl
- $\alpha_i$  Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit

Beiwert für den zeitlichen Verlauf des Kriechens:

$$\beta_c(t - t_0) = \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} = \left( \frac{t - 28}{528,5 + t - 28} \right)^{0,3} \quad (\text{Gl. 7-11})$$

Hierin sind:

- $t - t_0$  tatsächliche Belastungsdauer
- $\beta_H$  Beiwert, der von der relativen Luftfeuchte (RH in %) und von der wirksamen Bauteilhöhe ( $h_0$  in mm) abhängt, kann wie folgt abgeschätzt werden:

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{Gl. (7-12)}$$

$$\alpha_3 = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} = \left( \frac{35}{32,3} \right)^{0,5} = 1,041 \quad \text{Gl. (7-13)}$$

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 \cdot 65)^{18}] \cdot 183,6 + 250 \cdot 1,041 = 538,79$$

$$1500 \cdot \alpha_3 = 1500 \cdot 1,041 = 1561,44$$

$$\beta_H = 538,79 \leq 1561,44$$

Kriechfunktion  $\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c (t - t_0) = 2,423 \cdot \left( \frac{t - 28}{528,5 + t - 28} \right)^{0,3}$  Gl. (7-14)

Mit  $t - t_0 = 180 - 28 = 152$  Tage ergibt sich bei Belastungsende eine Kriechzahl von:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi(180, 28) = \varphi_0 \cdot \beta_c (180 - 28) = 2,423 \cdot \left( \frac{152}{528,5 + 152} \right)^{0,3} = 1,539$$

Für die Gegenüberstellung der Kriechfunktion mit der Durchbiegungsfunktion aus der Versuchsdurchführung werden beide Funktionen normiert (vgl. Bild 7-36). Die Kriechfunktion wird normiert mit  $\varphi(180-28) = 1,492$ . Für die Darstellung der Durchbiegung wird der Mittelwert  $f_m$  aus  $f_1$  und  $f_2$  (vgl. Anhang Reihe E) gewählt. Der elastische Anteil der Durchbiegung bei Belastungsbeginn von  $f_m = 0,728$  mm wird bei der Darstellung nicht berücksichtigt.

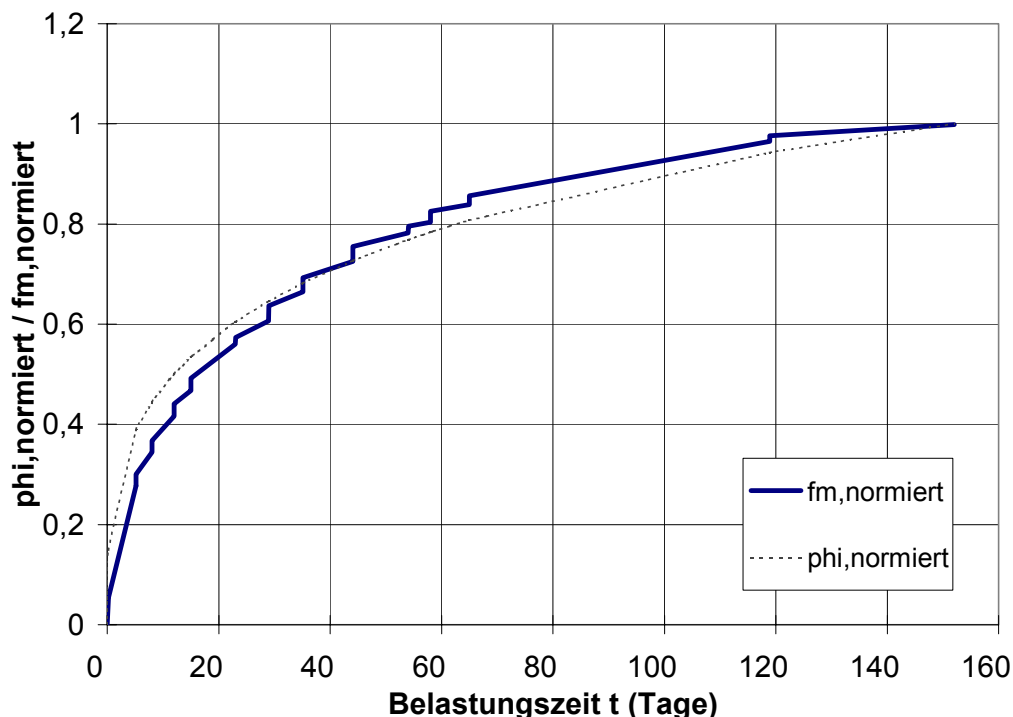


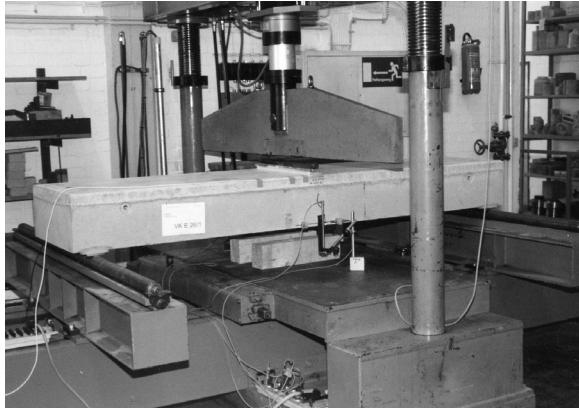
Bild 7-36: Gegenüberstellung der normierten Kriechfunktion mit der normierten Durchbiegungsfunktion aus der Versuchsdurchführung

Aus Bild 7-36 ist zu erkennen, dass die Durchbiegung des Versuchskörpers unter Dauerlast qualitativ der Kriechfunktion entspricht. Analog zum Verhalten von Stahlbeton ist zu Beginn der Belastung eine rasche Zunahme der Verformungen festzustellen, die dann asymptotisch einem Grenzwert zustrebt. Es sind keine Anzeichen erkennbar, dass ein evtl. „Herausziehen von Stahlfasern“ den Durchbiegungsverlauf progressiv beeinflusst hätte.

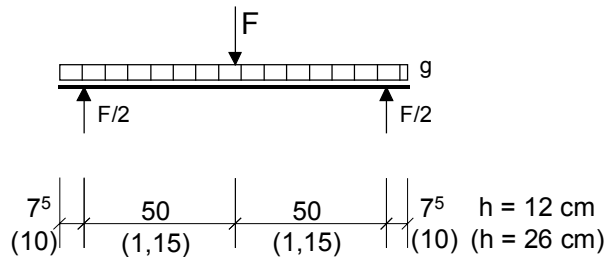
## 7.10 Reihe E (Bruchverhalten)

### 7.10.1 Versuchsstand und Belastungseinrichtung

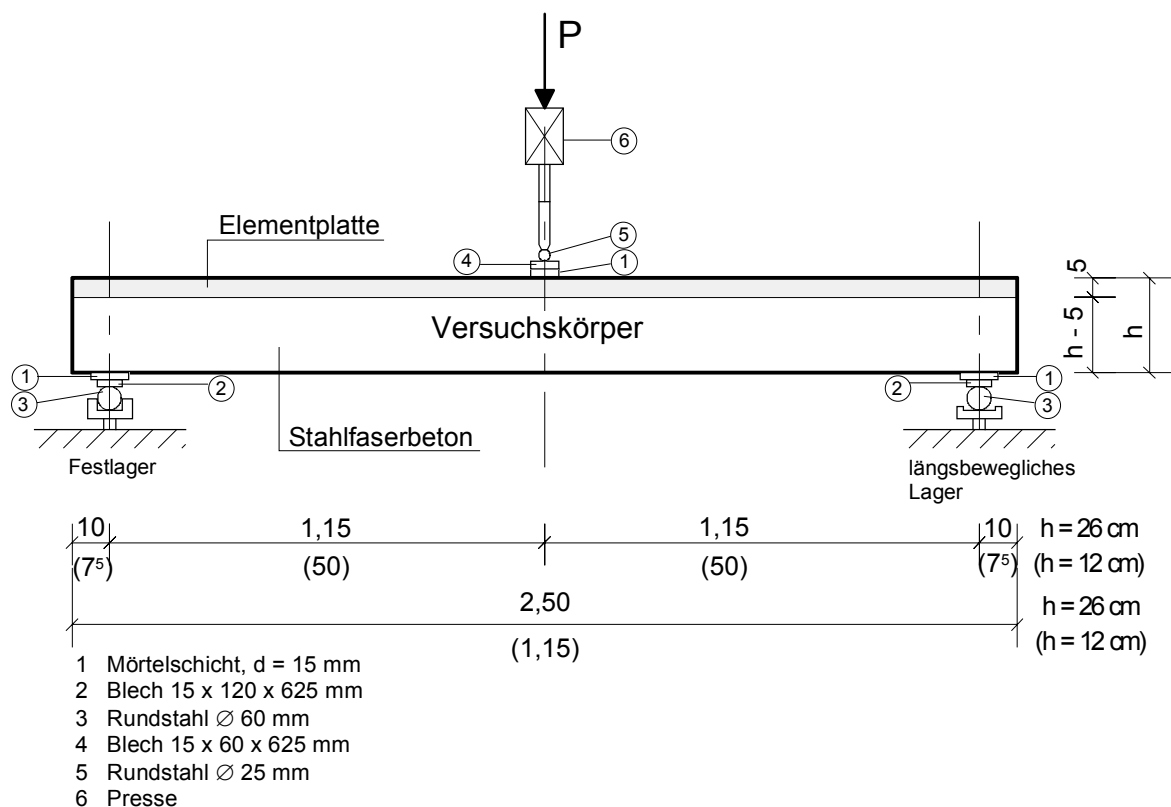
Bild 7-37 zeigt die Drei-Punkt-Biegeprüfmaschine, in der die Prüfkörper der Reihe E zu Bruch gefahren wurden. Die Belastung erfolgte in Feldmitte über eine Quertraverse durch eine hydraulische Presse. Bild 7-39 zeigt den Versuchsstand.



**Bild 7-37: Reihe E: Versuchskörper im Versuchsstand im Bruchversuch**



**Bild 7-38: Reihe E: Statisches System der Versuchskörper**



**Bild 7-39: Reihe E: Systemskizze Versuchsstand Bruchversuch**

### 7.10.2 Versuchsergebnisse VK E 12/1 und VK E 12/2 (Bruchverhalten)

Das Bild 7-40 zeigt die Last-Durchbiegungsbeziehungen der Versuchskörper VK E 12/1 und VK E 12/2 im Bruchversuch. Die maximal getragenen Lasten betrugen bei VK E 12/1  $P_{\max} = 46,14 \text{ kN}$  und bei VK E 12/2 betrug  $P_{\max} = 43,25 \text{ kN}$ .

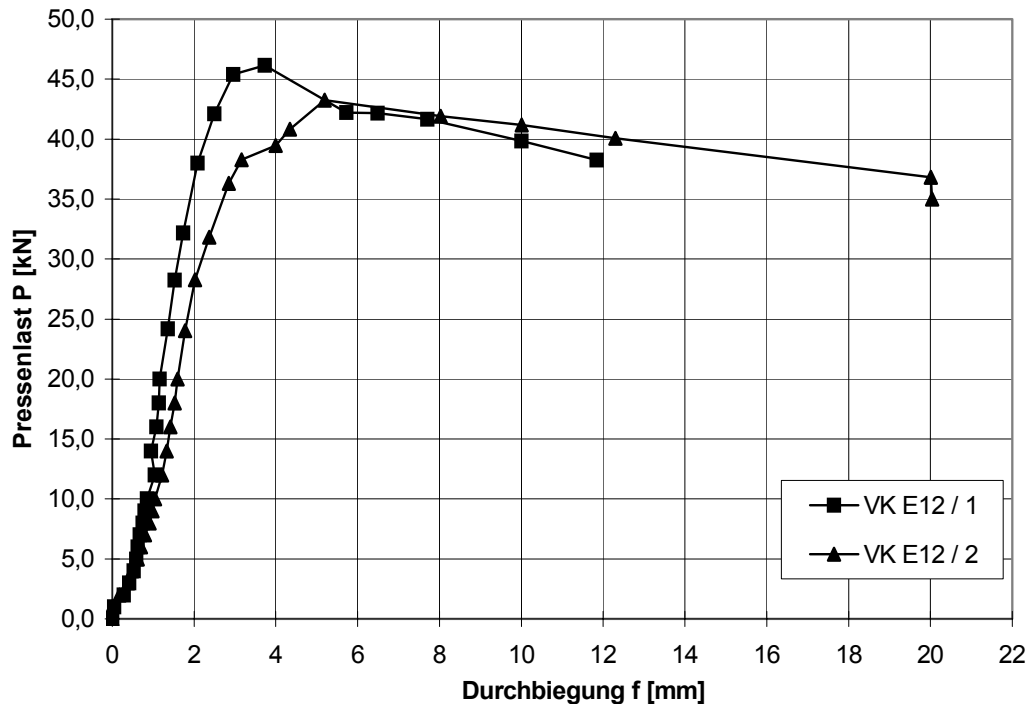


Bild 7-40: VK E 12/1 und E 12/2: Gemessene Durchbiegungen in Feldmitte, dargestellt in Abhängigkeit von der Pressenlast

Die daraus resultierenden Momente in Feldmitte des Einfeldträgers (vgl. Bild 7-38), unter Ansatz des Eigengewichtes mit  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ , können Tabelle 7-12 entnommen werden. Das ermittelte maximale Moment  $M_{\max}$  besteht aus zwei Anteilen. Es addiert sich aus dem Anteil der Biegetragwirkung des Obergurtstabes des Gitterträgers  $M_{As}$  mit einem Durchmesser von 10 mm (vorh.  $A_s = 0,79 \text{ cm}^2$ ) und dem Anteil des Stahlfaserbetons  $M_{SFB}$ . Um den Traganteil des Stahlfaserbetons zu bestimmen wird der Stahlbetonanteil rechnerisch, mit gleichen Werten für die Stahlfestigkeit des Obergurtes (wie den gemessenen Werten für die Gitterträger-Untergurte), ermittelt:

$$\begin{aligned}
 M_{As} &= A_s \cdot f_{tk} \cdot 0,95 \cdot d &= 0,79 \text{ cm}^2 \cdot 65 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0,95 \cdot 0,101 \\
 & &= 4,93 \text{ kNm entspricht } 7,89 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

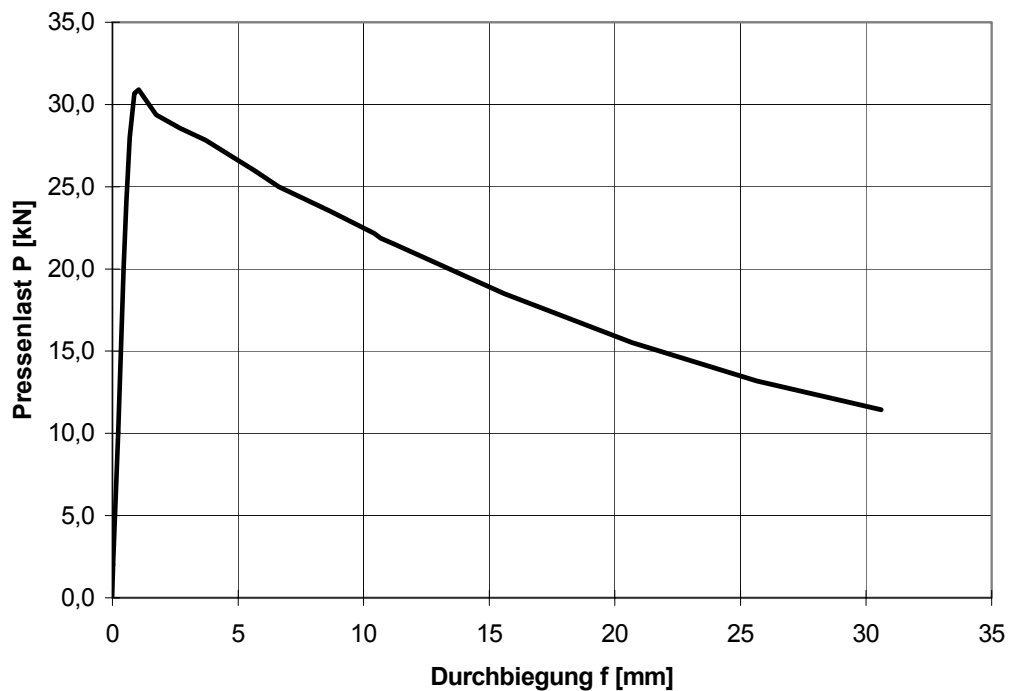
Eine Zusammenstellung der ermittelten Momente zeigt Tabelle 7-12.

**Tabelle 7-12: VK E 12/1 und E 12/2: Ermittelte Momentenanteile  $M_{\max}$ ,  $M_{As}$  und  $M_{SFB}$  aus den Bruchversuchen**

Versuchskörper VK	Höhe VK h [cm]	$M_{\max}$ [kNm/m]	$M_{As}$ [kNm/m]	$M_{SFB}$ [kNm/m]
E 12/1	12	18,81	7,89	10,92
E 12/2	12	17,65	7,89	9,76

### 7.10.3 Versuchsergebnisse VK E 26/1 (Bruchverhalten)

Das Bild 7-40 zeigt die Last-Durchbiegungsbeziehung des Versuchskörpers VK E 26/1 im Bruchversuch. Die maximal getragene Last betrug  $P_{\max} = 30,9$  kN.



**Bild 7-41: VK E 26/1: Gemessene Durchbiegungen in Feldmitte, dargestellt in Abhängigkeit von der Pressenlast**

Das daraus resultierende aufnehmbare Stahlfasermoment  $M_{SFB}$ , unter Ansatz des Eigengewichtes mit  $\gamma = 24$  kN/m<sup>3</sup>, in Feldmitte des Einfeldträgers (vgl. Bild 7-38) beträgt  $M_{SFB} = 32,53$  kNm/m.

## 7.11 Demonstrationsbau Wohnhaus Samlandweg, Wolfsburg

### 7.11.1 Allgemeines

Im nachfolgenden soll über die Erfahrungen bei der Ausführung des Deckensystems EMSO bei einem Demonstrationsbau berichtet werden.

### 7.11.2 Das Bauwerk

Das Wohnhaus Samlandweg in Wolfsburg, bei dem erstmalig die beschriebenen Decken angewendet wurden, ist in zwei Baukörper mit je 6 Wohneinheiten gegliedert und durch ein gemeinsames Treppenhaus miteinander verbunden. Es besteht aus zwei Vollgeschossen und dem ausgebauten Dachgeschoss. Ein Teil des Hauses ist unterkellert. Es handelt sich um einen üblichen Mauerwerksbau ohne weitere Besonderheiten (Bild 7-42 und Bild 7-43). Alle Deckenplatten wurden in der neuartigen Bauart als Einfeld-, Zweifeld- oder Dreifeldsysteme ausgeführt.

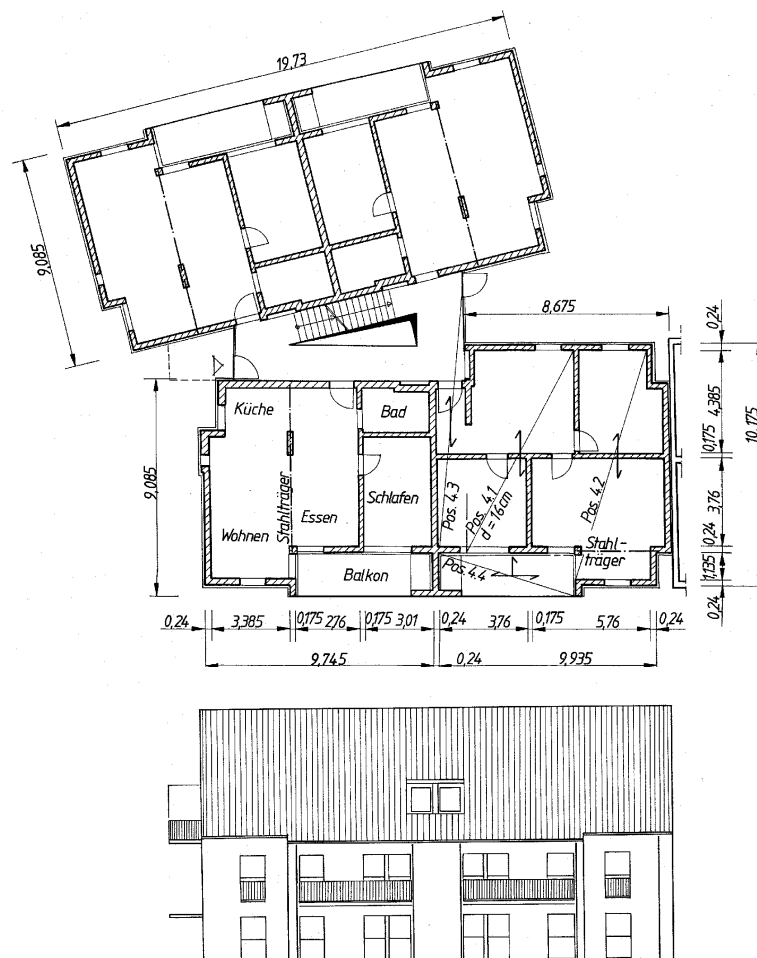


Bild 7-42: Grundriss und Ansicht Wohnhaus Samlandweg

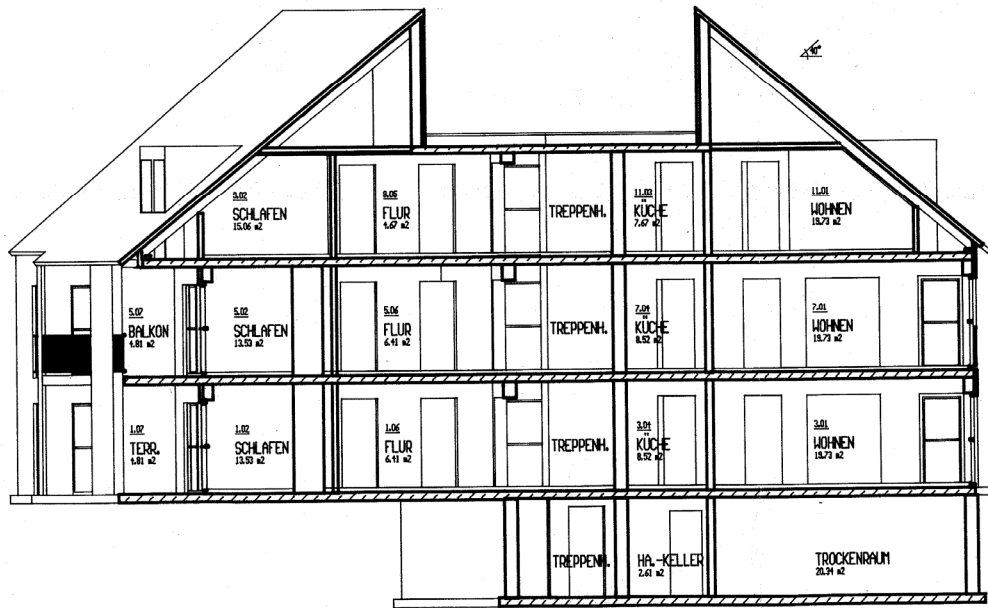


Bild 7-43: Schnitt Wohnhaus Samlandweg mit Teilunterkellerung

Die Elementplatten mit der Mindestfestigkeit eines B 25 [C20/25] wurden industriell vorgefertigt. Wie bei den Versuchen waren die Elementplatten mit Beton-Rundstäben und Filigran-Gitterträgern bewehrt.

Der Stahlfaserbeton wurde als B 35 [C30/37] ausgeführt. Der Stahlfasergehalt wurde gegenüber dem Versuchskörper VK A 16/1 um 10% erhöht, um eventuelle Ungleichmäßigkeiten des Fasergehalts beim Baustellenbeton auszuschließen.

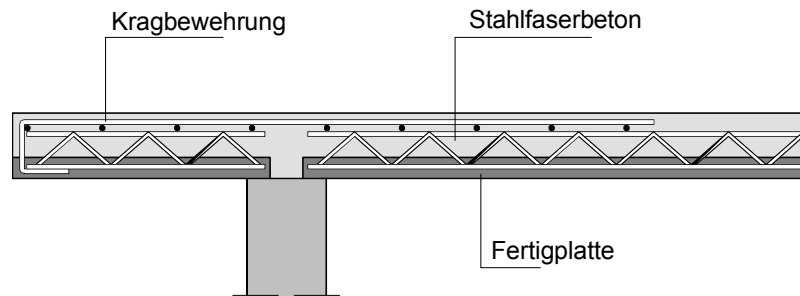
### 7.11.3 Baudurchführung

#### Vorfertigung

Die Elementplatten enthalten aufgrund des Bemessungskonzeptes (vgl. hierzu Kapitel 8 und 9) eine stärkere untere Bewehrung aus Betonstahl als herkömmliche Elementdecken.

Zur Aufnahme von Momenten aus einer Kragarmbelastung ist immer noch die Anordnung einer Betonstahlbewehrung erforderlich, da die Tragfähigkeit eines Stahlfaserbetonquerschnitts nicht ausreicht, Kragmomente dieser Größe aufzunehmen und hier keine Momentenumlagerung stattfinden kann (vgl. Kapitel 4.5.2). Der erforderliche Bewehrung wurde hier durch eine übliche Stahlbetonbemessung ermittelt.





*Bild 7-44: Prinzip der Kragarmausbildung: obere Kragarmbewehrung wurde bereits in die vorgefertigten Elementplatten eingebaut und mit diesen verlegt*

Um auch hier auf das Verlegen der Bewehrung vor Ort zu verzichten (Prinzip „Bewehrungslose Baustelle“, siehe Kapitel 1), erfolgte der Einbau der Kragbewehrung bereits in den Elementplatten (Bild 7-44 und Bild 7-45) und wurde mit diesen verlegt. Auch die oberen Randeinfassung im Bereich einer Öffnung wurde so verlegt (Bild 7-46).



*Bild 7-45: Kragbewehrung im Bereich eines Treppenloches, im Hintergrund erfolgt bereits die Betonage mit Stahlfaserbeton*



*Bild 7-46: Obere konstruktive Randbewehrung im Bereich einer Öffnung*

### Einrücken, Einschalen und Bewehren

Wie bei der Herstellung von herkömmlichen Elementdecken wurde eine Unterstützung („Rüstung“) erforderlich. Das Verlegen der oberen Bewehrung entfällt, und zwar sowohl im Stützbereich als auch an den Deckenaußenbereichen (unbeabsichtigte Einspannung). Auch das Verlegen der Stoßfugenbewehrung (Fugenbewehrung) war nicht erforderlich. Bild 7-47 zeigt ein Foto von der Betonage der Decke über dem KG direkt nach dem Verlegen der Elementplatten. Es ist keine zusätzliche obere Bewehrung verlegt.



*Bild 7-47: Einbringen des Stahlfaserbetons, zunächst Feldbereiche, dann Stützbereiche*  
*Bild 7-48: Rütteln und Abziehen des Stahlfaserbetons*

### Fördern und Betonieren

Es war vorgesehen, den Stahlfaserbeton zur Einbaustelle zu pumpen. Das Betonlieferwerk führte vor Baubeginn zwei Pumpversuche durch, die erfolgreich verliefen. Trotzdem ergaben sich Schwierigkeiten bei der Betonage der Decke über dem Kellergeschoss durch geringe Pumpleistung. Daraufhin wurde der Beton aller Decken mit einem Krankübel eingebracht, um weitere Schwierigkeiten beim Einbau auszuschließen.

Es wurden zunächst die Feld- und dann die Stützbereiche betoniert, damit bei vorzeitigem Abbinden des Betons ein Aufreißen des Stützbereiches verhindert wird. Beim anschließenden Verdichten war verstärkt darauf zu achten, dass wegen der Entmischungsfahr nicht zu lange gerüttelt wird. Der Beton kann dann ganz normal abgezogen werden. Die weitere Nachbehandlung erfolgte wie bei herkömmlichen Elementdecken (siehe Bild 7-48).

#### **7.11.4 Eignungs- und Güteüberwachung**

Die Betonzusammensetzung des Stahlfaserbetons war aufgrund von Eignungsprüfungen festzulegen. Nach Abstimmung des Betonrezeptes zwischen Lieferwerk, Bauunternehmen und überwachender Stelle waren drei Biegebalken 15/15/70 cm nach dem Merkblatt „Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton“ [DBV2] zur Ermittlung der äquivalenten Biegezugfestigkeit zu prüfen. Beim Betonieren der Decken wurden im Rahmen der Fremdüberwachung

(B II-Baustelle) aus dem jeweils werksgemischt angelieferten Beton drei weitere Biegebalken hergestellt und geprüft.

Das angestrebte Tragverhalten der Decke ist nur gegeben, wenn durch ordnungsgemäße Bauausführung sichergestellt wird, dass die vorgesehene Sorte der Stahlfasern in ausreichender Menge gleichmäßig verteilt im Beton vorhanden ist.

Alle Teillieferungen des Transportbetons wurden deshalb durch Augenschein daraufhin überprüft. Zusätzlich wurden Fasergehalt und Faserverteilung durch Darrversuche (Bild 7-49 und Bild 7-50) überwacht. Jeweils 5 kg der einzelnen Anlieferungen wurden gedarrt, die Fasern mit einem Magneten gesammelt und auf einer elektronischen Waage gewogen.

Bis auf eine Probe wichen die so ermittelten Werte des Fasergehaltes nicht mehr als  $\pm 20\%$  vom Sollwert ab.



*Bild 7-49: Erhitzen des Stahlfaserbetons zur Bestimmung des Fasergehaltes*



*Bild 7-50: Wiegen der Fasern zur Bestimmung des Fasergehaltes*

Wegen der geforderten Festigkeitsklasse B 35 wurde die übliche Güteüberwachung einer B II-Baustelle durch die MPA Braunschweig durchgeführt. Die Zustimmung im Einzelfall forderte zusätzlich die Überwachung des Faserbetons, dies erfolgte durch die Bestimmung des Fasergehaltes und der äquivalenten Biegezugfestigkeit.





*Bild 7-51: Fertiggestelltes Wohnhaus*

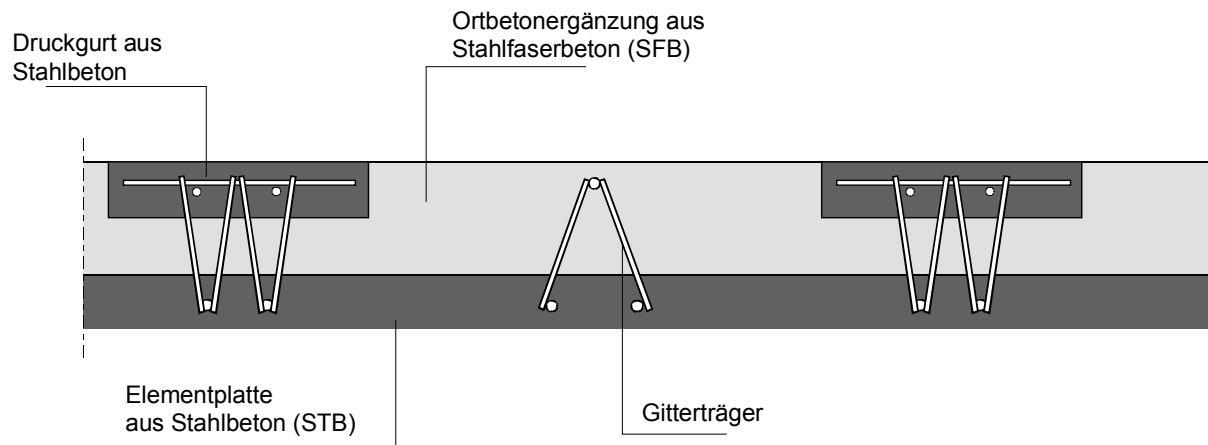
### **7.12 Weiterentwicklung: Elementplatten mit Stahlfaserortbetonergänzung mit Druckgurt**

Die Ausführung der EMSO-Decke lässt nur begrenzte Stützweiten zu. Dies ist zum größten Teil dadurch bedingt, dass im Betonierzustand die Tragfähigkeit der Elementplatten nicht ausreichend groß ist. Um die Durchbiegungsbeschränkungen einhalten zu können, kann nicht auf Zwischenunterstützungen (Joche) verzichtet werden. Selbst wenn die Tragfähigkeit durch die Wahl engerer Abstände der Gitterträger vergrößert wird, sind bei größeren Montagestützweiten die Durchbiegungsbeschränkungen nicht mehr einzuhalten (vgl. auch Kapitel 2.4). Es sind verschiedene Möglichkeiten denkbar, die größere Montagestützweiten zulassen. So können beispielsweise Elementplatten vorgespannt werden oder durch Vorkrümmung der Elementplatten das endgültige Durchhängen der Decke auf ein zulässiges Maß beschränkt werden. Alternativ kann, wie bereits durchgeführt, der Gitterträger mit betongefülltem Stahlobergurt ausgeführt werden (vgl. z.B. allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für „Montaquick-Träger“). Das Füllen der Obergurte ist jedoch ein verhältnismäßig aufwendiger Vorgang, so dass Elementplatten mit diesen Trägern preislich etwa gleich liegen mit üblichen Elementplatten und Montagejochen. Die geringe Anwendung derartiger Deckensysteme stützt diese Aussage.

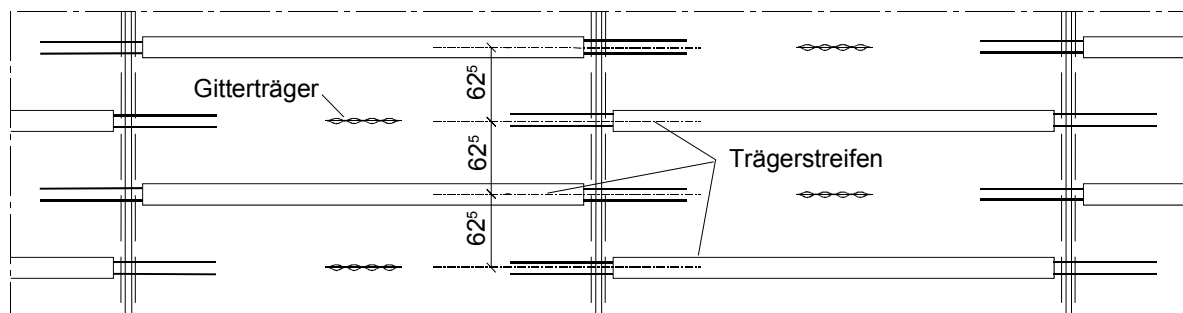
Es ist bei der EMSO-Decke grundsätzlich vorteilhaft, im Betonierzustand auf der Baustelle die Elementplatten zwischen den Deckenauflagern frei zu spannen. Das Eigengewicht des Ortbetons bewirkt zwar eine Durchbiegung der Elementplatte und

auch eine Winkelverdrehung am Auflager, da der Ortbeton dann jedoch noch nicht erhärtet ist, entsteht kein Stützmoment und damit auch keine Biegebeanspruchung am Stützquerschnitt, die zu ersten Rissen führen könnte. Im Gegensatz dazu wird bei der Betonage auf Jochen beim Freisetzen der Decke nach dem Erhärten des Ortbetons sofort ein Stützmoment aufgebaut.

Bild 7-52 und Bild 7-53 zeigen eine am iBMB durchgeführte Weiterentwicklung der EMSO-Decke. Die Elementplatten erhalten zusätzlich zur unteren Elementplatte einen Druckgurt (Trägerstreifen). Dieser Druckgurt besteht aus bewehrtem Beton, die Oberseite schließt mit der Rohdecke ab. Außerdem besteht die Möglichkeit, die Gurtstäbe dieser Gitterträger herausragen zu lassen oder zusätzlich Betonstahlbewehrung im Druckgurt zu verlegen. Diese Betonstahlbewehrung ist dann in der Lage, Momente im Stützbereich aufzunehmen.



**Bild 7-52: Schnitt durch das Deckensystem einer Elementplatte mit Druckgurt und Stahlfaserortbetonergänzung**



**Bild 7-53: Draufsicht auf verlegte Elementplatten mit versetzt angeordneten Druckgurten und Gitterträgern**

Durch die Anordnung des Druckgurtcs erhöht sich die Biegesteifigkeit der Deckenelemente, so dass auch größere Stützweiten ohne Montagestützen möglich sind.

Die Träger sind so bemessen, dass die Aufnahme der Biegedruckkräfte allein durch die Bewehrungsstäbe möglich ist. Die erforderliche Steifigkeit wird durch den Betonquerschnitt sichergestellt. Mögliche Schäden am Druckgurt, z.B. durch Transport der Elementplatten, beeinträchtigen nicht die Tragfähigkeit. An die Festigkeit des Trägers sind keine besonderen Anforderungen zu stellen.

Diese Träger können mit den üblichen Verfahren für „Doppelwände“ im Fertigteilwerk hergestellt werden, passen sich also gut dem Produktionsprozess von Elementplatten an. Zunächst wird der Druckgurt mit den verlegten Gitterträgern betoniert. Nach Umdrehen des Gurtcs erfolgt die Betonage der Elementplatte.

Sehr vorteilhaft ist, dass beim Betonieren des Stahlfaserbetons die Trägersoberseite die Abziehebene bildet und eine gut begehbare Fläche darstellt.

#### 7.12.1 Anwendung: iBMB-Konferenzraum als Verbunddecke aus Holzbalken und Elementplatte mit Stahlfaserortbeton

Die weiterentwickelte Decke wurde bei einer Geschossaufstockung auf einem Gebäude des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der TU Braunschweig ausgeführt. Dabei wurde die Decke als Verbunddecke, bestehend aus Brettschichtholzbalken und dazu quergespannten Elementplatten mit Stahlfaserortbetonergänzung erstellt (Bild 7-54). Für die Herstellung des Verbundes zwischen Holzbalken und Elementdecke wurden unterschiedliche Verbundmittel untersucht. In [Hemm2] werden die Versuchsergebnisse und die Baumaßnahme beschrieben.

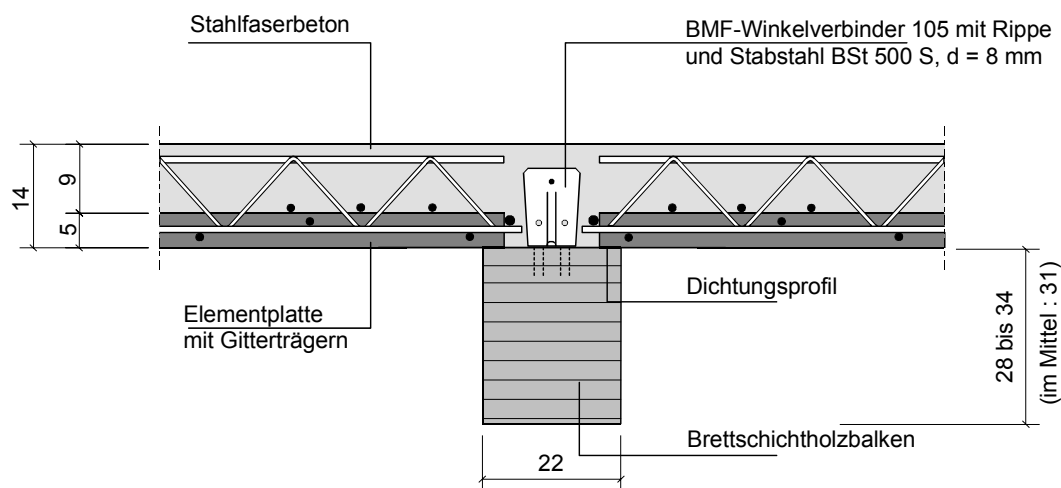
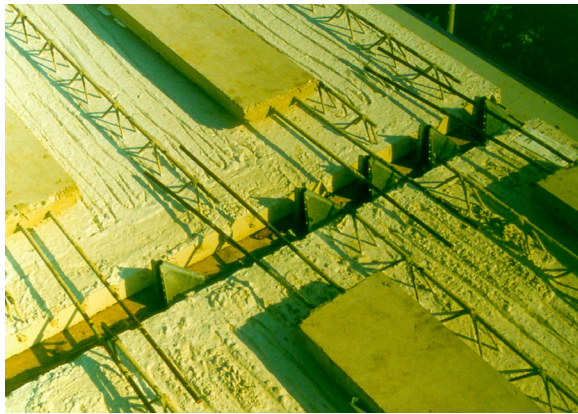


Bild 7-54: Querschnitt durch die Verbunddecke (ohne Darstellung des Druckgurts)

Bild 7-55 zeigt die auf den Holzbalken verlegten Elementplatten. Gut zu erkennen sind die versetzt angeordneten Druckgurte mit der herausragenden Bewehrung zur zusätzlichen Aufnahme von Stützmomenten. Auf Bild 7-56 ist die fertig betonierte Verbunddecke zu sehen. Die Druckgurte bilden oberseitig mit dem Stahlfaseraufbeton eine Ebene.



*Bild 7-55: Ausgeführte Verbunddecke vor der Betonage des Stahlfaserbetons*



*Bild 7-56: Betonierte Verbunddecke*

## 8 Analyse des Trag- und Gebrauchsverhaltens

### 8.1 Allgemeines

In diesem Kapitel wird das Trag- und Gebrauchsverhalten des Deckensystems analysiert. Zunächst wird über Erfahrungen mit Deckenplatten aus Stahlbeton mit verringerter bzw. fehlender Stützbewehrung berichtet. Die Besonderheiten der Ausführung mit Stahlfaserbeton der EMSO-Decke auf das Trag- und Gebrauchsverhalten werden anschließend betrachtet.

### 8.2 Erfahrungen mit Deckenplatten mit verringerter oder fehlender Stützbewehrung

Leonhardt [Leon1] schlägt bereits 1965 vor, bei mehrfeldrigen Platten nur 20 % der Stützmomente ( $M_s = 0,2 \cdot M_0$ ) durch schmale, jeweils  $1/10$  der Stützweite  $l$  ins Feld reichende Mattenstreifen abzudecken (Bild 8-1). Die Feldbewehrung sollte nach erfolgter Momentenumlagerung für  $0,9 \cdot M_0$  bemessen werden. Dadurch sollten auf der Baustelle die Bewehrungsarbeiten vereinfacht werden.

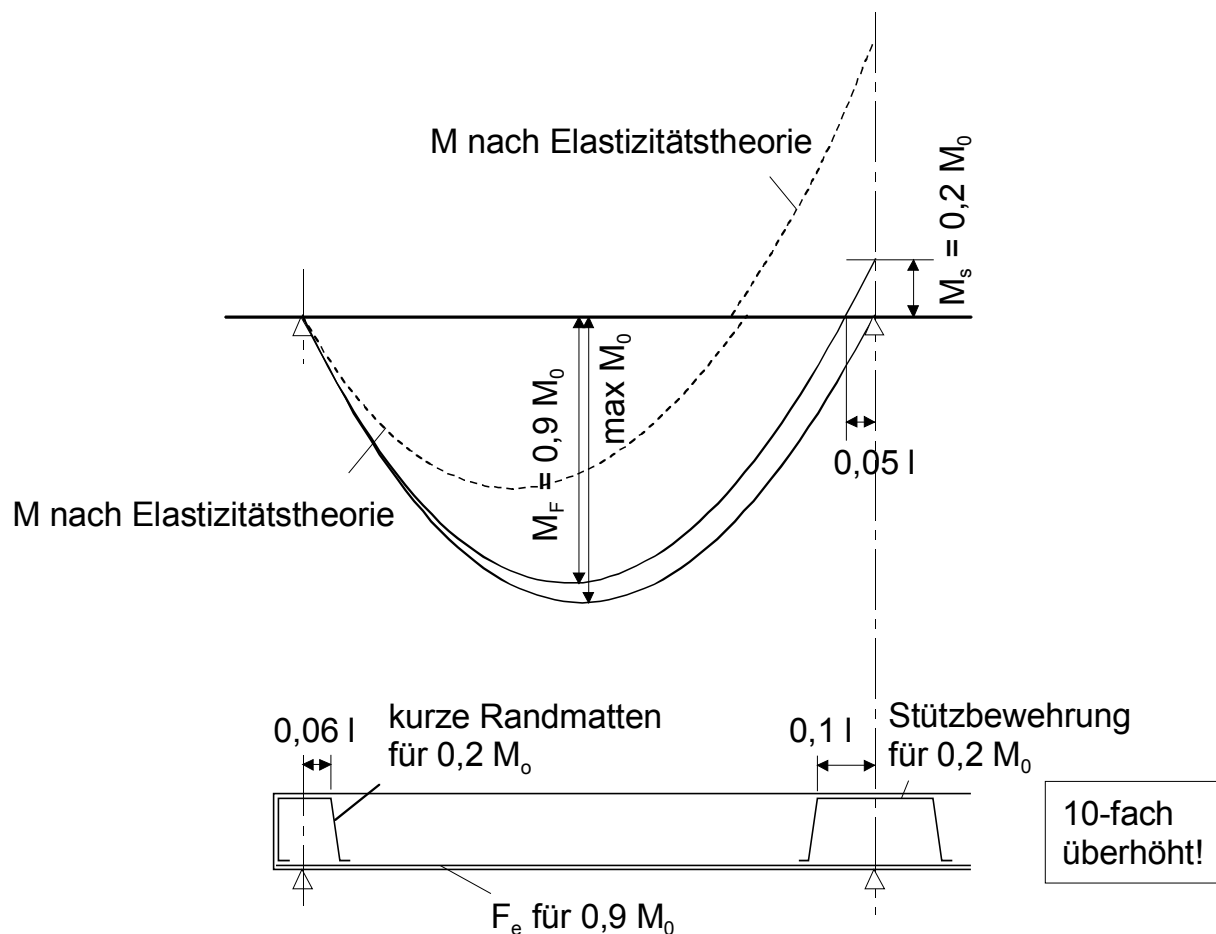


Bild 8-1: Vereinfachte Bewehrung mehrfeldriger Platten nach [Leon1]



Ein Jahr später bezeichnete *Leonhardt* selbst in [Leon2] eine derartige Ausbildung der Bewehrung mit großer Momentenumlagerung als „nicht auf der sicheren Seite“ liegend. Problematisch bei der Ausbildung ist die Möglichkeit, dass sich am Ende der sehr kurzen Stützbewehrung aus einem Biegeriss ein Schubriss entwickelt, der die Platte auf gesamter Dicke durchtrennt. Die Querkraftübertragung ist dann in diesem Bereich nicht mehr gegeben.

In [Moha1] schlägt *Mohamed* vor, Wohnhausdecken ohne obere Bewehrung auszuführen. Da die Schubspannungen in gewöhnlichen Decken relativ gering sind, schließt *Mohamed* ein Versagen infolge Schubbruchs aus. Sollte allerdings ein Riss, z.B. aus Schwinden in Auflagernähe entstehen, so wird die Querkraftübertragung durch die Verdübelungswirkung der Feldbewehrung sichergestellt.

*Mohamed* führt eine Parameterstudie über zulässige Spannweiten für einachsige und zweiachsig gespannte Wohnhausdecken über mehrere Felder ohne obere Bewehrung durch. Als maßgebender Grenzparameter wird eine maximale Rissbreite über dem Zwischenlager von  $w = 0,3 \text{ mm}$  angesetzt. Es wird davon ausgegangen, dass sich die ganze Rotation in einem Riss konzentriert und der Riss von der oberen Betonkante bis zur unteren Feldbewehrung reicht, vgl. Bild 8-2.

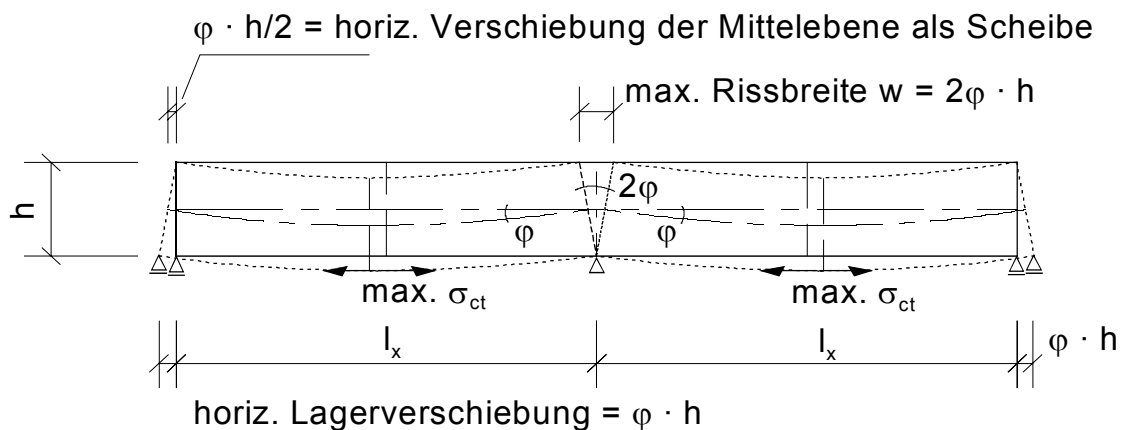


Bild 8-2: Größte Rissbreite und horizontale Verschiebung einer zweifeldrigen Decke über der Zwischenunterstützung nach [Moha1]

Betonkriechen wird durch Reduzierung des E-Moduls auf  $0,4 \cdot E_c$  berücksichtigt. Dabei wurde die halbe Nutzlast als Dauerlast angesetzt. Bei der Ermittlung der Rissbreiten wurde mit angesetzt, dass die rechnerisch ermittelten Werte nicht voll auftreten, da

- der hier festgelegte Sicherheitsfaktor von 2,0 für die Betonzugfestigkeit  $\sigma_{ct}$  zunächst erschöpft werden muss,
- extreme Annahmen vorliegen, z.B. dass das Stützmoment so abgebaut wird, dass die Risstiefe die untere Feldbewehrung nicht erreichen wird,
- die Rissbreite sich nach Bild 8-2 nicht einstellen wird, weil sich die Endauflager nicht mit  $\Delta l = \varphi \cdot h$  frei verschieben können.

*Mohamed* führt darüber hinaus Wirtschaftlichkeitsberechnungen für derartige Deckensysteme an drei Beispielen durch. Er ermittelt eine Kostenersparnis bei den direkten Bewehrungskosten von ca. 25 %.

Nach *Tepfers* [Tepf1] werden in Schweden Wohnhausdecken ohne obere Bewehrung ausgeführt. Die Tragfähigkeit wurde durch Versuche nachgewiesen. Die Versuche haben gezeigt, dass die durchlaufende untere Bewehrung über Dübelwirkung die Querkraft übertragen kann.

Außerdem wurden in [Tepf1] Durchbiegungsmessungen an 26 Platten in neu gebauten Wohnhäusern durchgeführt. Die Deckenhöhen der Platten wurden nach den schwedischen Vorschriften so festgelegt, dass rechnerisch im Feldbereich keine Risse auftreten, also die Platte im Zustand I verbleibt. Es sollten die Durchbiegungen vermindert werden, um Schäden an leichten, nichttragenden Zwischenwänden zu vermeiden. Anhand der Gegenüberstellung von gemessenen und gerechneten Durchbiegungsberechnungen konnte gezeigt werden, dass die Platten im Feldbereich tatsächlich im Zustand I verblieben sind. Dabei wurden die gemessenen Durchbiegungen den Kurven für die drei gerechneten Fälle frei aufgelagerte Platte ohne Biegerisse, eingespannte Platte ohne Biegerisse und frei aufgelagerte Platte mit Biegerissen gegenübergestellt. Im Stützbereich treten Einspannungen zwischen 0 % und 100 % auf. Das bedeutet, dass hier Biegerisse auftreten können, die das Entstehen von Schubrisen begünstigen könnten. Über die Größe der Risse werden keine Aussagen gemacht.

### 8.3 Verhalten der EMSO-Decke im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

#### 8.3.1 Biegetragverhalten

Im Kapitel 4 wurden die Eigenschaften und das Tragverhalten von Stahlfaserbeton erläutert, die durch die eigenen Versuche (vgl. Kapitel 7) bestätigt wurden. Demnach ist ein Querschnitt aus Stahlfaserbeton in der Lage, Biegemomente nennenswerter Größe aufzunehmen. Bild 8-3, Bild 8-4 und Bild 8-5 zeigen ausgewertete Versuchsergebnisse des Zweifeldsystems der Reihe A. Dargestellt werden die aus den gemessenen Auflagerkräften  $V_A$ , den Pressenlasten, Traversenlasten und dem Eigengewicht der Platte rechnerisch ermittelten Feldmomente  $M_2$  (an der Stelle 1,35 m vom Endauflager entfernt), Stützmomente  $M_B$  und die maximale Querkraft  $V_B$  (am Auflager B). Es ist zu erkennen, dass im Stützquerschnitt das Biegemoment  $M_B$  aufgenommen wird und auch bei weiterer Laststeigerung annähernd konstant bleibt. Erst gegen Ende der Versuche, als die Feldbewehrung bereits die Fließgrenze überschritten hatte und die Rissbreiten im Stützbereich sich schnell vergrößerten, trat ein geringer Abfall der Stützmomente ein. Dies lässt sich dadurch erklären, dass bei großen Rissbreiten einzelne Fasern aus dem Beton gerissen oder zerrissen wurden.

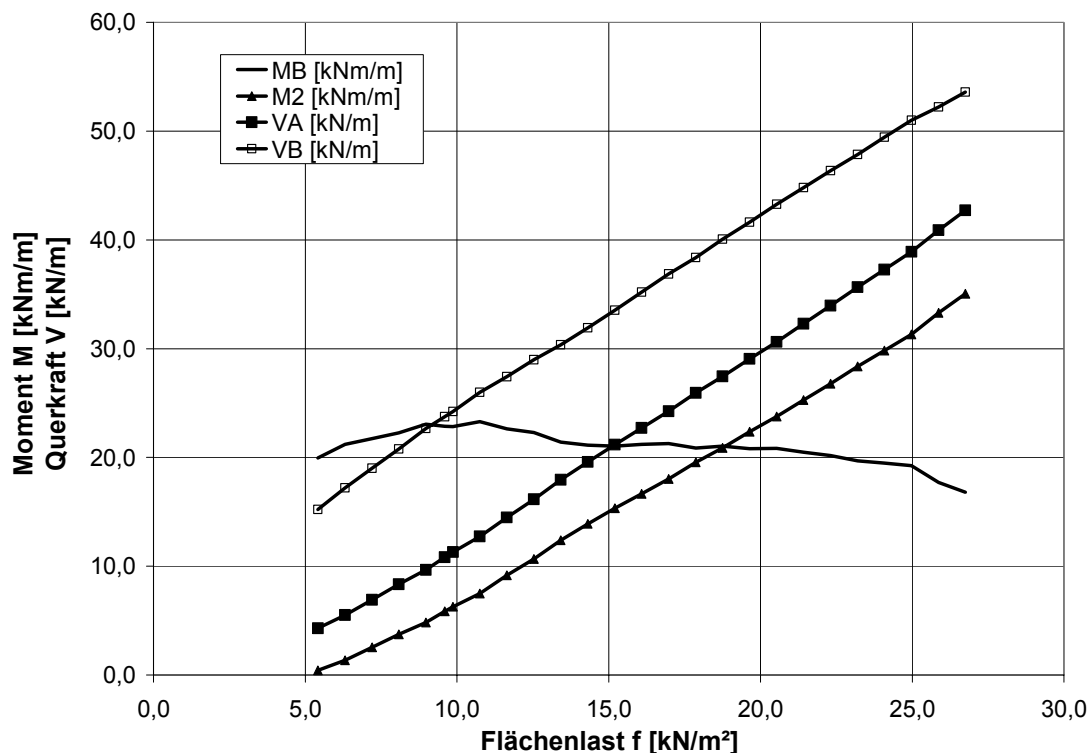


Bild 8-3: VK A 16/1: Aus den gemessenen Auflagerkräften  $V_A$  und den Belastungen des Versuchskörpers VK A 16/1 berechnete Feldmomente  $M_2$  an der Stelle 1,35 m vom Endauflager entfernt, Stützmoment  $M_B$  und Querkraft  $V$  am Auflager B

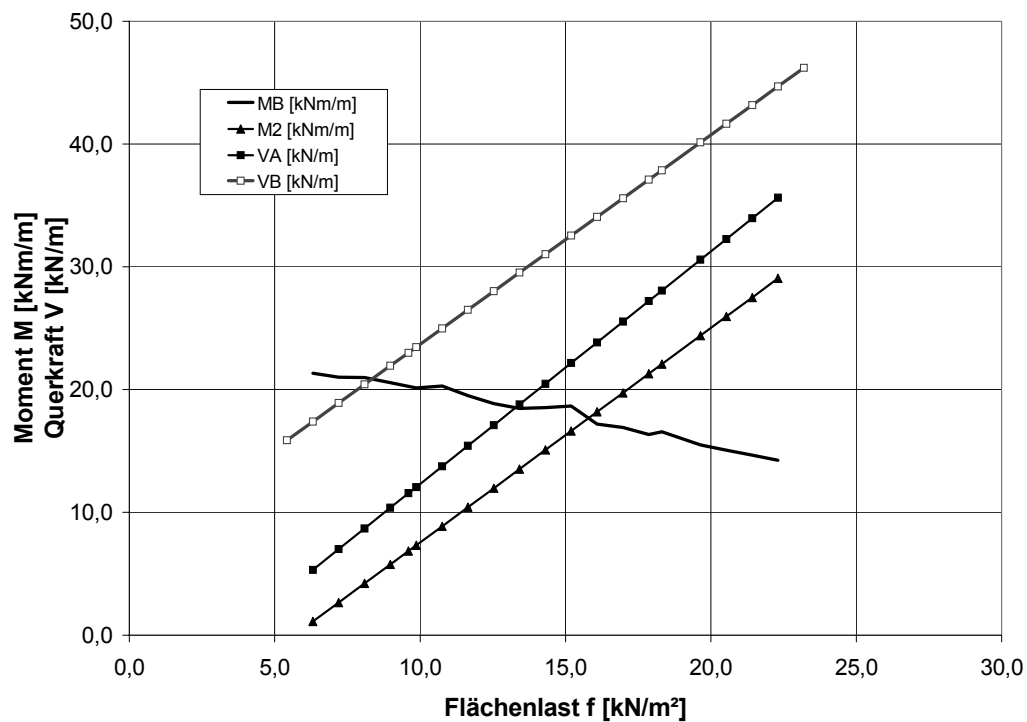


Bild 8-4: VK A 16/2: Aus den gemessenen Auflagerkräften  $V_A$  und den Belastungen des Versuchskörpers VK A 16/2 gerechnete Feldmomente  $M_2$  an der Stelle 1,35 m vom Endauflager entfernt, Stützmoment  $M_B$  und Querkraft  $V$  am Auflager B

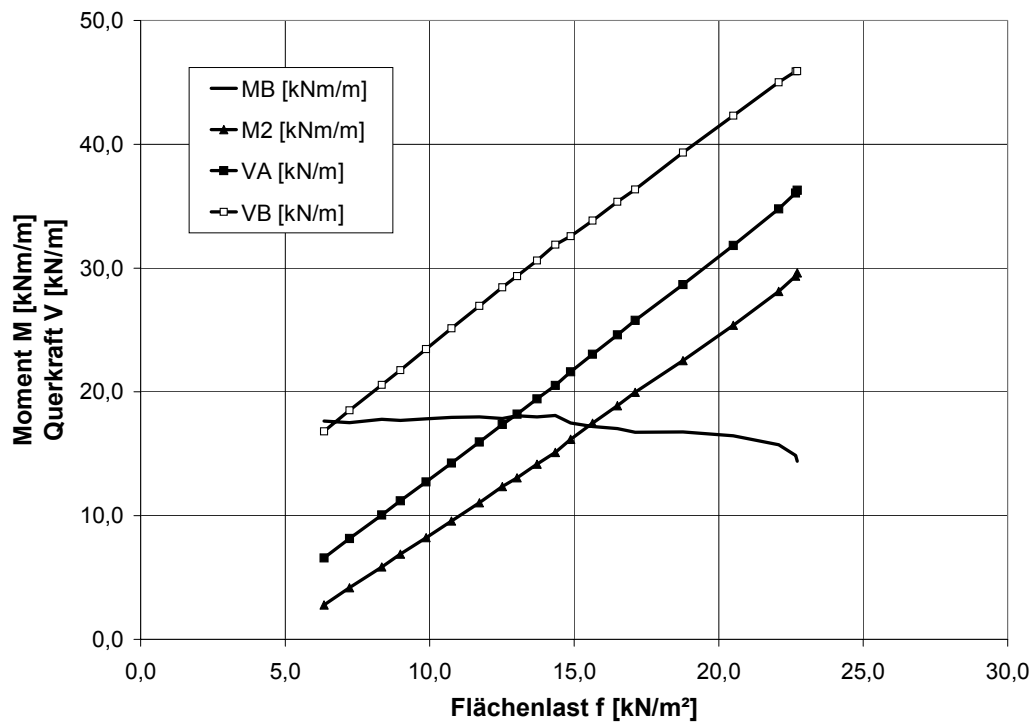
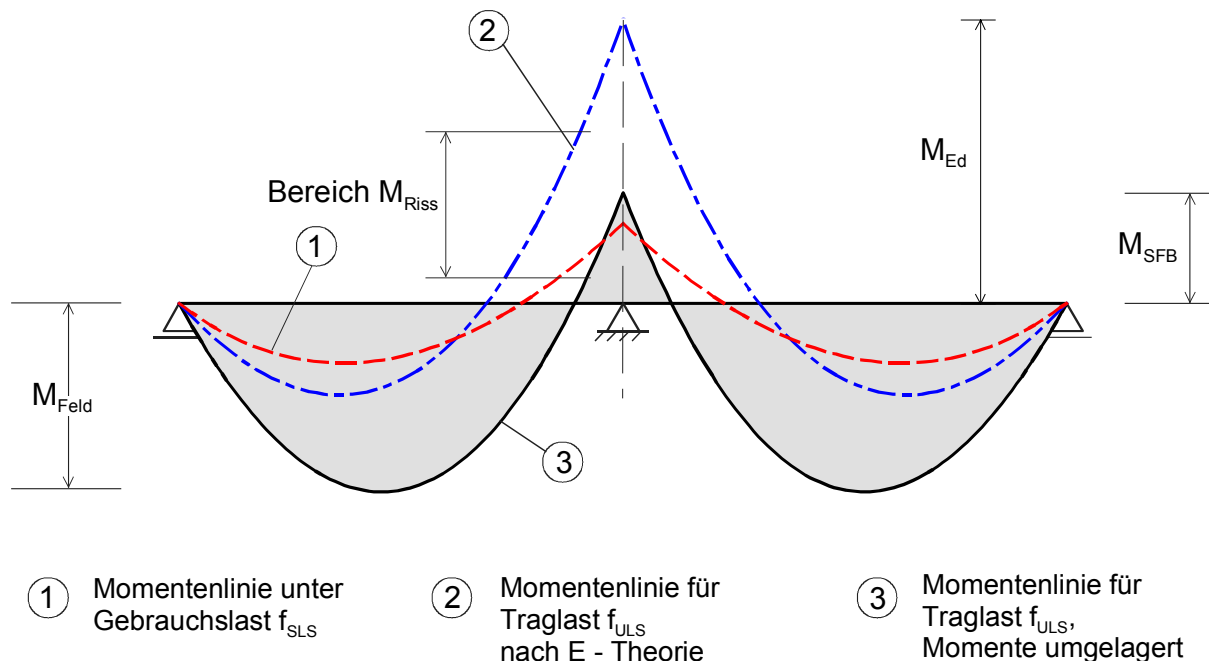


Bild 8-5: VK A 16/3: Aus den gemessenen Auflagerkräften  $V_A$  und den Belastungen des Versuchskörpers VK A 16/3 gerechnete Feldmomente  $M_2$  an der Stelle 1,35 m vom Endauflager entfernt, Stützmoment  $M_B$  und Querkraft  $V$  am Auflager B

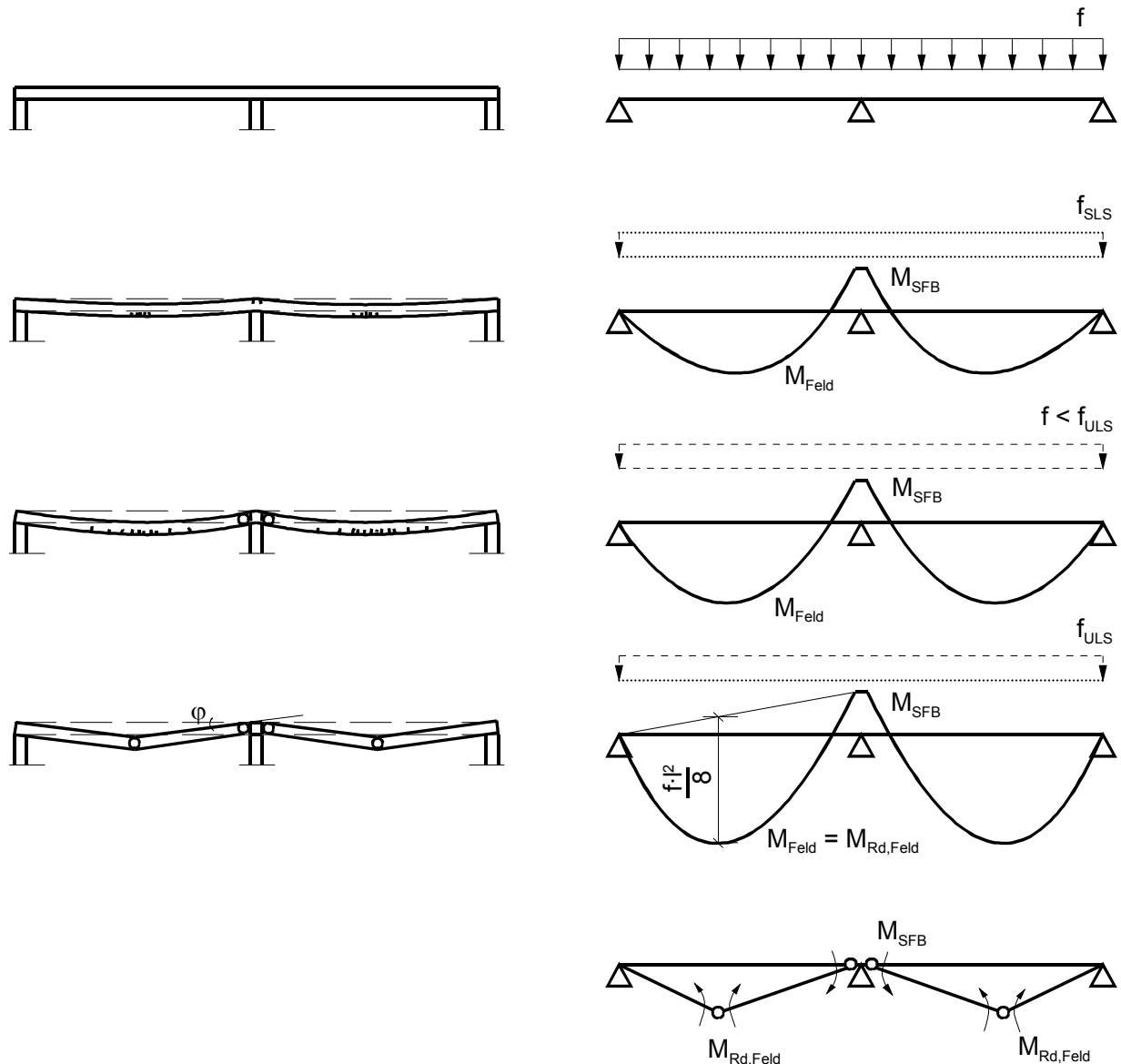
Allerdings sind die an einer durchlaufenden Deckenplatte nach der Elastizitätstheorie ermittelten Stützmomente  $M_{Ed}$  in der Regel größer als das vom Stahlfaserbeton-Querschnitt aufnehmbare Moment  $M_{SFB}$ . Die Änderung der Momente bei Laststeigerung ist für ein Zweifeldsystem schematisch in Bild 8-6 und Bild 8-7 dargestellt.



**Bild 8-6:** Änderung der Momentenlinie bei Laststeigerung, gezeigt an einem Zweifeldsystem

Wenn unter Belastung das Rissmoment  $M_{Riss}$  des Stahlfaserbetonquerschnitts über der Stütze noch nicht erreicht ist, stellt sich die Momentenverteilung gemäß Berechnung nach E-Theorie ohne Momentenumlagerung ein (Linie 1). Dies wird bei Wohnhausdecken im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im Allgemeinen der Fall sein. Bei Laststeigerung wird die Risszugspannung des Stahlfaserbetons überschritten, das Stützmoment fällt auf den Wert des aufnehmbaren plastischen Momentes des Stahlfaserbetonquerschnitts  $M_{SFB}$  ab, die Feldmomente  $M_{Feld}$  werden gemäß Gleichgewichtsbedingungen größer (Linie 3). Bei ausreichender Duktilität, geeigneter Faser und ausreichend hohem Faseranteil bleibt bei weiterer Laststeigerung trotz großer Rotation im Stützquerschnitt das plastische Moment  $M_{SFB}$  (auch  $M_{pl}$  genannt) näherungsweise in gleicher Größe erhalten (Bild 8-7 und Bild 8-8). Eine weitere Laststeigerung muss nun durch eine Vergrößerung der Feldmomente  $M_{Feld}$  aufgenommen werden. Das Bauteil wirkt nun wie ein Einfeldträger mit einer Randeinspannung  $M_{SFB}$ . Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist erreicht, wenn mit Bildung eines

weiteren Fließgelenks im Feld eine kinematische Kette entsteht. Dieses plastische Gelenk entsteht dadurch, dass sich die plastischen Krümmungen im Feld auf einen relativ kurzen Bereich konzentrieren. Sie können dann zu einer Verdrehung in einem fiktiven plastischen Gelenk zusammengefasst werden. Es entsteht ein Knick in der Biegelinie (Bild 8-7). Bei dem Deckensystem EMSO handelt es sich im Prinzip um ein Durchlaufsystem, bei dem die Momente stark umgelagert werden.



*Bild 8-7: Tragverhalten und Schnittgrößenverteilung bei Laststeigerung, dargestellt am Zweifeldsystem*

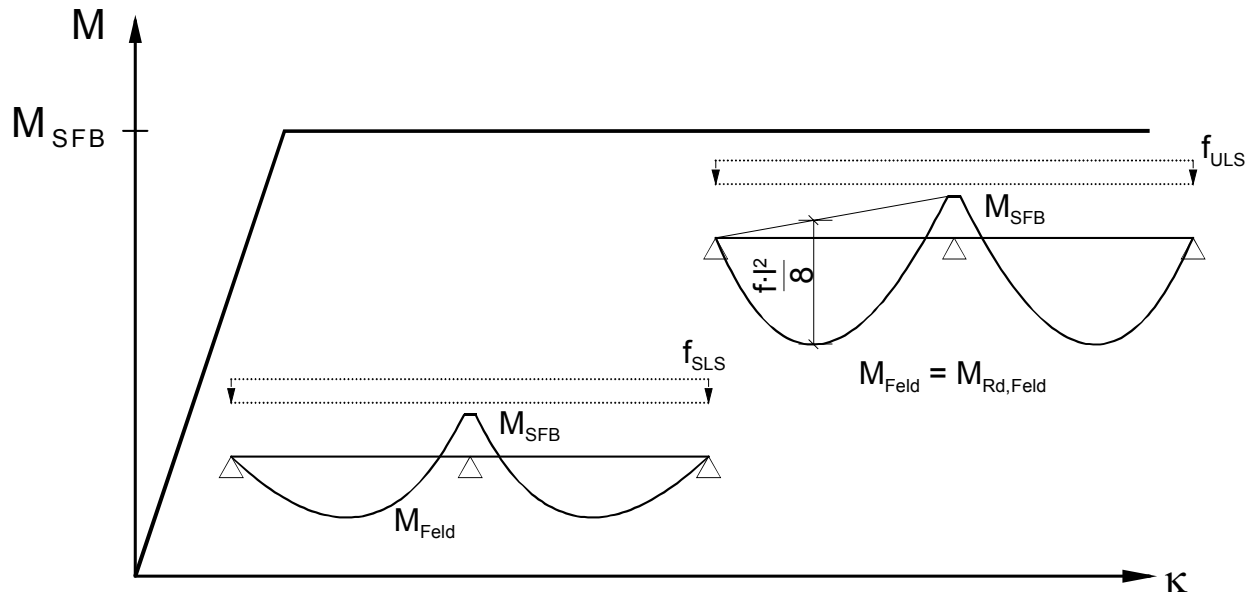


Bild 8-8: Idealisiertes Momenten-Krümmungs-Diagramm

Um das gewünschte Tragverhalten zu erreichen, ist ein Stahlfasergehalt von mindestens  $40 \text{ kg/m}^3$  erforderlich. Als besonders vorteilhaft für diesen Anwendungsbereich haben sich die Dramix-Stahlfasern mit gekröpfter Endverankerung der Fa. Bekaert mit einem  $l_f / d_f$  - Verhältnis von 80 erwiesen (vgl. Kapitel 4.5.2 und Kapitel 4.6.2).

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) wird die Schnittgrößenverteilung durch den im Bauteil vorhandenen Stahlfaserbeton im Stützquerschnitt und die Bewehrung im Feldquerschnitt bestimmt, da sich durch die Bildung der Fließgelenke eine entsprechende Momentenlinie einstellt. Dies entspricht dem statischen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie (untere Grenze).

#### Auswertung der Versuche der Reihe A über den Systemwiderstand $\gamma_R$

In Kapitel 6.5.3 wird das Prinzip des Sicherheitskonzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten erläutert. Für Stahlfaserbeton wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der DAfStb-Richtlinie ein Systemwiderstand von  $\gamma_R = 1,4$  gefordert. In der Tabelle 8-1 sind die durch die Versuche nachgewiesenen Systemwiderstände aufgeführt. Als maßgebender Lastfall gilt der in Kapitel 6.6.2 beschriebene Lastfall 1 mit  $f_{d,ULS} = 12,30 \text{ kN/m}^2$ . Die im Versuch ermittelten Flächenlasten  $f_u$  sind aus Tabelle 7.4 entnommen. Bei allen 3 Versuchskörpern der Reihe A ist der geforderte Systemwiderstand  $\gamma_R = 1,4$  eingehalten. Bei dem VK A 16/1 mit einem Fasergehalt von  $63 \text{ kg/m}^3$

liegt der vorhandene Systemwiderstand mit  $\gamma_{R,u} = 2,16$  erwartungsgemäß höher als bei den Versuchskörpern VK A 16/2 bzw. VK A 16/3 (Fasergehalt = 40 kg/m<sup>3</sup>) mit  $\gamma_{R,u} = 1,87$  bzw. 1,83.

*Tabelle 8-1: Reihe A: Aus den Versuchen ermittelte Systemwiderstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit*

Versuchs-Körper	Flächenlast im Versuch	Lastfall 1	Vorhandener Systemwiderstand	Geforderter Systemwiderstand
VK	$f_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$f_{d,ULS}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{R,u}$ [-]	$\gamma_R$ [-]
A 16/1	26,59	12,30	2,16	1,4
A 16/2	23,04	12,30	1,87	1,4
A 16/3	22,54	12,30	1,83	1,4

### Umlagerungsfaktor

Bild 8-9 zeigt die aus der Versuchsdurchführung ermittelten Feldmomente  $M_{F,Versuch}$  und Stützmomente  $M_{B,Versuch}$ , sowie die nach der E-Theorie berechneten Momente  $M_{F,elastisch}$  und  $M_{B,elastisch}$ . Aus der Gegenüberstellung der Momente kann der Umlagerungsfaktor  $\Delta \delta = M_{Versuch}/M_{elastisch}$  für die Feld- und Stützmomente ermittelt werden. Bild 8-10 zeigt den Verlauf des Umlagerungsfaktors für die Versuchskörper VK A 16/2 und VK A 16/3. Wie in Kapitel 6.4 erläutert, kann aus dem Diagramm entnommen werden, wie die tatsächlichen Biegemomente  $M_{Versuch}$  von den linear-elastisch ermittelten Momenten  $M_{elastisch}$  abweichen.



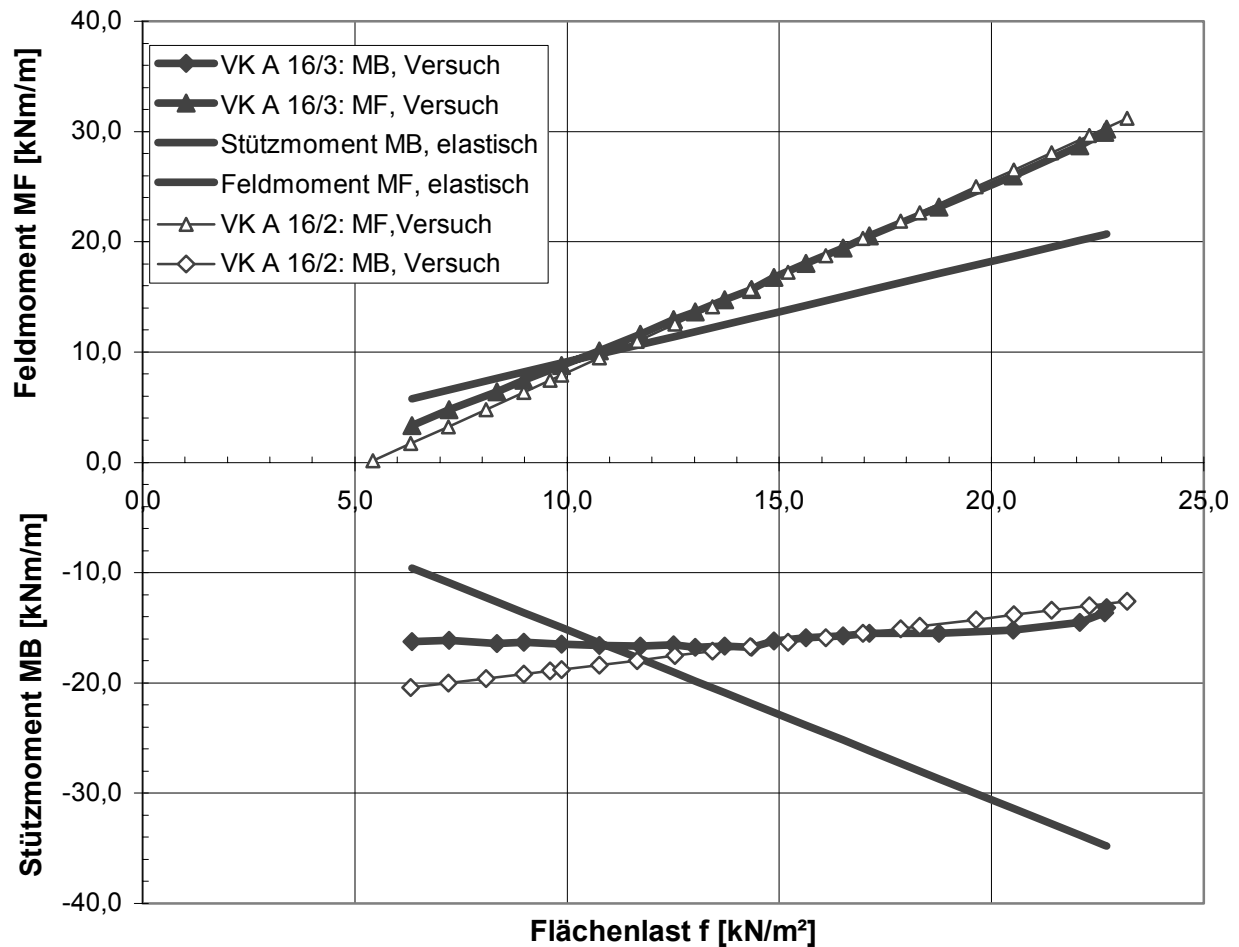


Bild 8-9: Gegenüberstellung der aus den Versuchen ermittelten Stütz- und Feldmomente  $M_{\text{Versuch}}$  mit den elastischen Momenten  $M_{\text{elastisch}}$

Bei Versuchsbeginn beträgt für das Stützmoment der Umlagerungsfaktor  $\delta = 1,6$  für VK A 16/2 bzw.  $\delta = 2,0$  für VK A 16/3. Danach fällt  $\delta$  mit zunehmender Belastung  $f$  bis auf einen Wert von  $\delta = 0,4$  bei Versuchsende ab. Für das Feldmoment beträgt der Umlagerungsfaktor  $\delta = 0,3$  (VK A 16/2) bzw.  $\delta = 0,6$  (VK A 16/3), er steigt dann bis Versuchsende bis auf einen Wert von ca. 1,5 an. Auffallend ist, dass im Vergleich zu Bild 6-8b zu Beginn der Versuchsdurchführung  $\delta$  nicht 1,0 ist. Zu erklären sind die abweichenden Werte für  $\delta$  zu Versuchsbeginn damit, dass der Stützquerschnitt (vgl. hierzu Erläuterungen in Kapitel 7.5) bereits gerissen war. Wie aus Bild 8-9 zu erkennen ist, hat sich dadurch schon ein Stützmoment aufgebaut, welches die Flächenlast  $f$  trägt. Die Höhe des Feldmomentes hängt entscheidend von der Höhe des

Stützmomentes ab und ergibt sich dann unter Wahrung des Gleichgewichts in Abhängigkeit von der Last  $f$ .

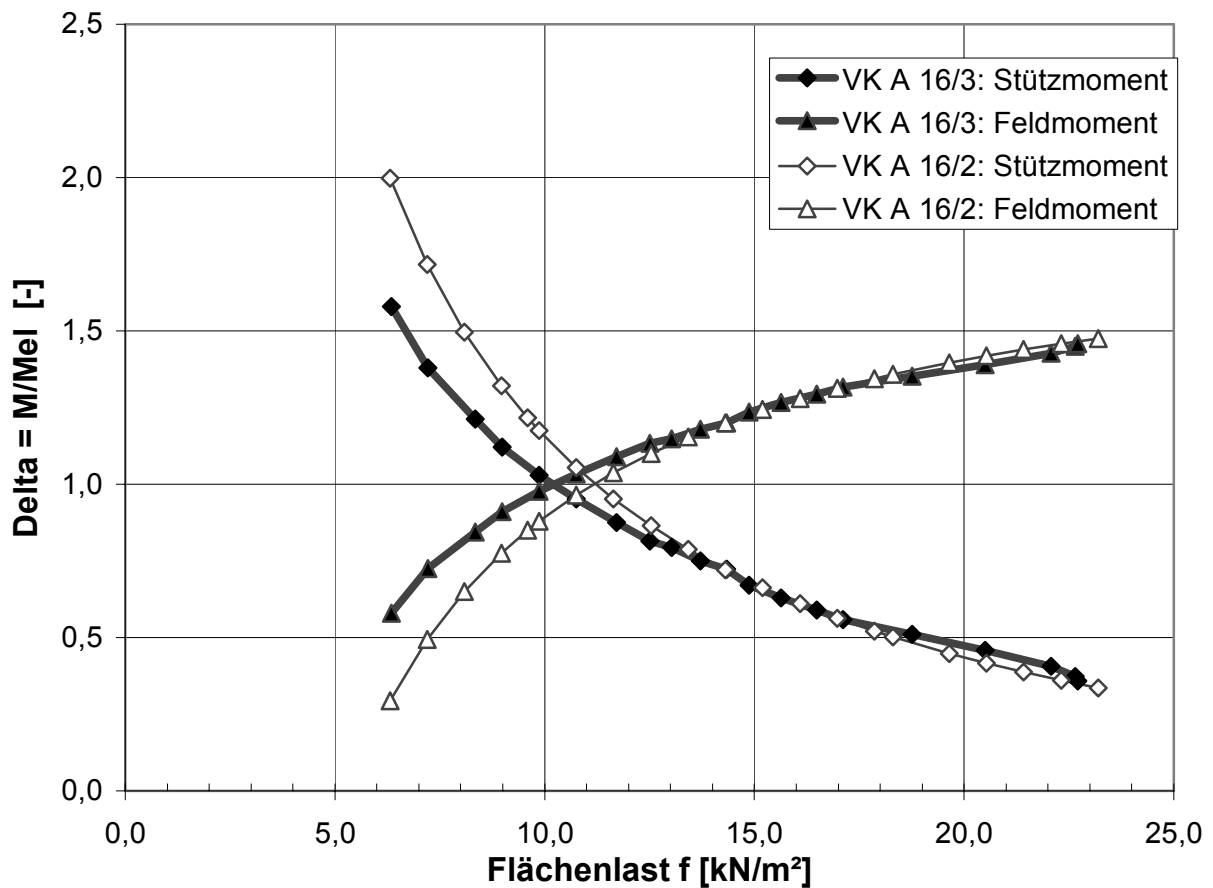


Bild 8-10: Umlagerungsfaktor  $\Delta$ , ermittelt für die Momente der Versuchskörper VK A 16/2 und VK A 16/3

Bild 8-11 zeigt die Winkelverdrehung  $\phi$  über der Stütze, dargestellt für das Feld- bzw. Stützmoment für die Versuchskörper VK A 16/2 und VK A 16/3. Dem Diagramm ist zu entnehmen, dass die Rotationsfähigkeit im Stützquerschnitt vorhanden ist, bis das maximal aufnehmbare Feldmoment erreicht wird. Selbst nach Erreichen des Fließplateaus im Feldquerschnitt ist kein signifikanter Abfall im Verlauf des aufnehmbaren Stützmomentes zu erkennen.

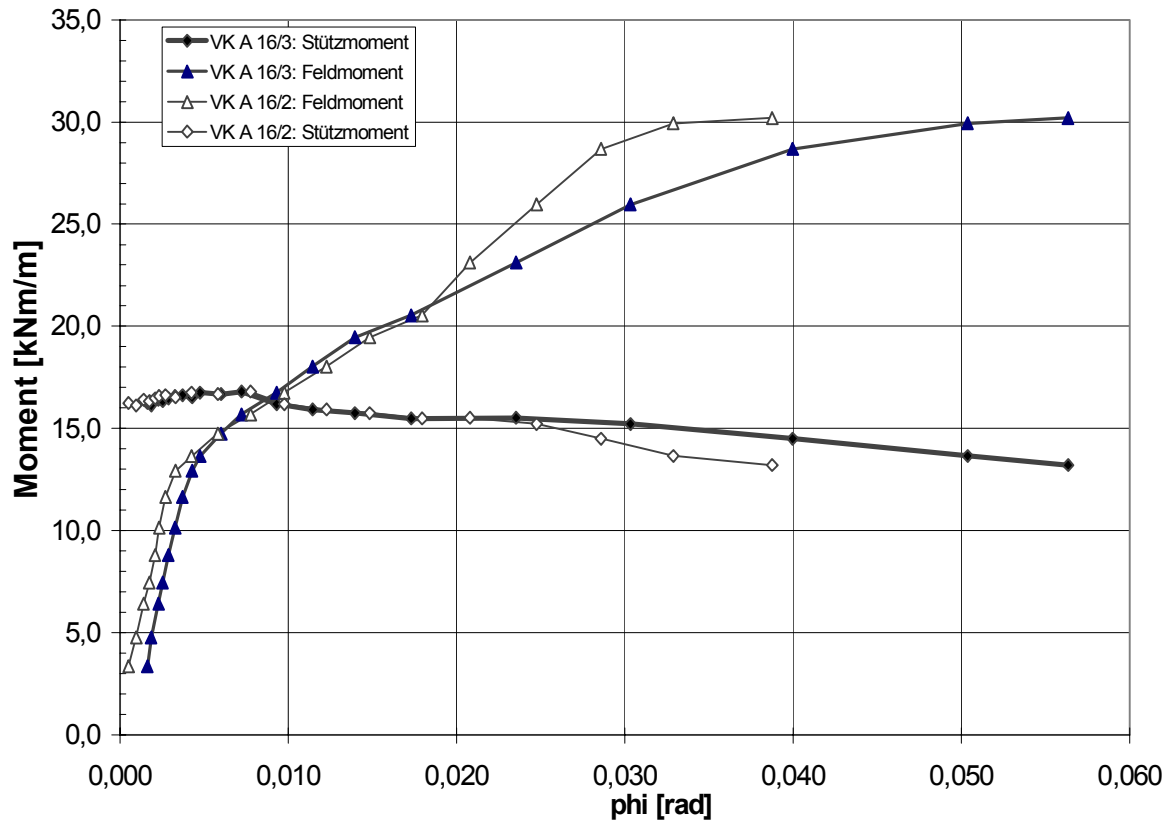


Bild 8-11: Winkelverdrehung (Rotationswinkel)  $\phi$  [rad] über der Stütze bei den Versuchskörpern VK A 16/2 und VK A 16/3

### 8.3.2 Querkrafttragverhalten

Bei den durchgeführten Versuchen der Reihen A, B und C war immer Biegebruch, nie Querkraftversagen, die Ursache für Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit. Die Grenzlaster der Querkrafttragfähigkeit kann daher aus den Versuchsergebnissen nur als untere Schranke angegeben werden.

Die in Kapitel 8.2 von *Leonhardt* [Leon1] und *Tepfers* [Tepf1] befürchtete Ausbildung von Schubrisen, welche sich aus Biegerissen entwickeln könnten, sind hier nicht aufgetreten.

In Kapitel 4.6.3 werden die Querkraftkomponenten eines biegebeanspruchten stahlfaserbewehrten Bauteiles erläutert. Neben den bereits in Bild 4-20 dargestellten Komponenten kommt bei der EMSO-Decke der Tragfähigkeitsanteil der Diagonalstäbe des Gitterträgers  $V_{wd}$  hinzu.

Bild 8-12 zeigt die einzelnen Komponenten der EMSO-Decke und die einwirkende Querkraft  $V_{Ed}$ . Rechnerisch lässt sich die Gesamt-Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,ct}^f$  durch Addition der einzelnen Komponenten berücksichtigen.

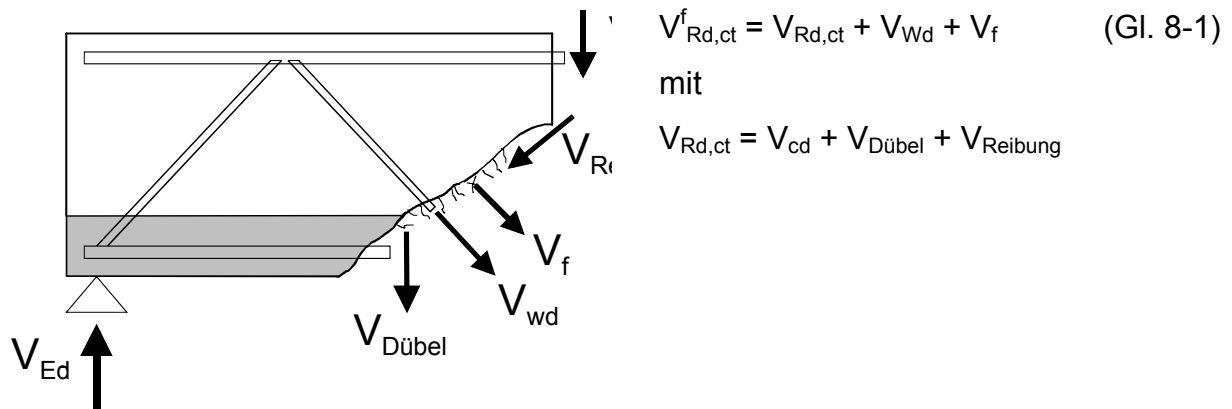


Bild 8-12: Komponenten der Querkrafttragfähigkeit der EMSO-Decke

Um zu zeigen, dass es sich um die untere Schranke der Grenzwerte handelt, wird nachfolgend für die Versuchsreihe A die Querkrafttragfähigkeit  $V_{ges}$  rechnerisch ermittelt und dann den aus den Versuchen maximal auftretenden Querkraften  $V_{Versuch}$  gegenübergestellt. Für die Berechnung der einzelnen Komponenten werden die Formeln bzw. Gleichungen der DIN 1045-1 bzw. DAfStb-Richtlinie zu Grunde gelegt. Dabei werden die aus den Materialprüfungen ermittelten Festigkeiten, ohne die Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten, verwendet.

### Querkraftkomponente des Betons

Die Querkraftkomponente des Betons  $V_{Rd,ct}$  ermittelt sich bei Bauteilen (Gl. 8-2) ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung zu:

$$V_{Rd,ct} = [0,10 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d$$

mit

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ maßgebend für } d \geq 200 \text{ mm}$$

$\eta_1 = 1,0$  für Normalbeton

$\rho_l$  ist der Längsbewehrungsgrad

Für den Längsbewehrungsgrad wird die Zugbewehrung maßgebend, die um das Maß  $d$  über den betrachteten Querschnitt hinaus geführt wird und dort wirksam verankert ist. Dies kann bei der EMSO-Decke im Bereich der Zwischenunterstützung nicht in Ansatz gebracht werden, da bei dem hier dargestellten System keine Betonstahlbewehrung vorhanden ist. Der Betontraganteil  $V_{Rd,ct}$  fällt nach (Gl. 8-2) demnach bei der EMSO-Decke rechnerisch zu Null aus, da  $\rho_l = 0$  angesetzt wird.

### Querkraftkomponente des Stahlfaserbetons

Die Querkraftkomponente des Stahlfaserbetons  $V_{Rd,cf}$  ( $= V_f$ ) berechnet sich zu:

$$V_{Rd,cf} = 0,7 \cdot \kappa_f \cdot \kappa \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Gl. 8-3})$$

$$\kappa_f = 1,0 \text{ für Rechteckquerschnitte}$$

$$\tau_{fd} = 0,35 \cdot f_{ct0,u}$$

$$f_{ct0,u} = f_{ct0}^f \cdot \beta_u = f_{ct0}^f \cdot 0,37 \text{ (für Verformungsbereich II)}$$

$$\kappa \text{ Maßstabsfaktor nach (Gl. 8-2)}$$

Für die Ermittlung der Schubspannung  $\tau_{fd}$  wird die an den Biegebalken gemessene zentrische Nachrisszugfestigkeit  $f_{ct0}^f$  aus Tabelle 7-2 angesetzt. Tabelle 8-2 enthält die für die Versuchskörper der Reihe A so ermittelte Querkraftkomponente des Stahlfaserbetons.

*Tabelle 8-2: Rechnerisch ermittelte Querkraftkomponente des Stahlfaserbetons  $V_{Rd,cf}$  für Reihe A*

Versuchskörper VK	Dicke SFB $h - 0,05$ [m]	$\kappa$ [-]	$f_{ct0}^f$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{fd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$V_{Rd,cf}$ [kN/m]
A 16/1	0,11	2,00	2,88	0,37	57,44
A 16/2	0,11	2,00	2,43	0,31	48,46
A 16/3	0,11	2,00	2,43	0,31	48,46

### Querkraftkomponente der Gitterträger

Die Querkraftkomponente der Gitterträger wird durch die Diagonalen bestimmt. Bei den Versuchen wurden Gitterträger mit je zwei Diagonalen  $\phi = 6$  mm (mit  $A_{sw} = 0,566$  cm<sup>2</sup>  $\wedge$   $a_{sw} = 0,906$  cm<sup>2</sup>/m), BSt 500 verwendet. Der Trägerabstand betrug 0,625 m. Der Gitterträgeranteil  $V_{Rd,sy}$  ( $= V_w$ ) kann nach Gleichung (77) der DIN 1045-1 berechnet werden für ein Bauteil mit geneigter Querkraftbewehrung:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (\text{Gl. 8-4})$$

mit

- $A_{sw}$  Querschnittsfläche der Diagonalen
- $s_w$  Abstand der Diagonalen in Richtung der Bauteilachse
- $\alpha$  Winkel der Diagonalen zur Bauteilachse
- $\theta$  Druckstrebenneigung (hier  $\theta = 45^\circ$ )
- $z$  innerer Hebelarm

Für  $f_{yd}$  wird die Stahlfestigkeit  $f_{tk} = 628 \text{ N/mm}^2$  angesetzt, ein aus der Materialprüfung an den Gitterträger-Untergurtstäben abgeschätzter Wert.

*Tabelle 8-3: Rechnerisch ermittelte Querkraftkomponente der Gitterträger  $V_{Rd,sy}$  für Reihe A*

Versuchskörper VK	Gitterträger	$a_{sw}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$s_w$ [m]	$h$ [m]	$z$ [m]	$\alpha$ [°]	$V_{Rd,sy}$ [kN/m]
A 16/1	E 10	0,906	0,20	0,16	0,12	48,00	53,61
A 16/2	E 10	0,906	0,20	0,16	0,12	48,00	53,61
A 16/3	E 10	0,906	0,20	0,16	0,12	53,50	53,56

### Gesamt-Querkrafttragfähigkeit

Tabelle 8-4 enthält die in den Versuchen der Reihe A erreichten Maximalwerte der Querkraft  $\max. V_{\text{Versuch}}$  im Vergleich zu rechnerisch ermittelten Werten. Die rechnerisch ermittelte Gesamt-Querkrafttragfähigkeit  $V_{\text{ges}}$  der einzelnen Versuchskörper der Reihe A ist mehr als doppelt so groß als die in Versuchen maximal auftretenden Querkräfte. Die Maximalwerte der Querkräfte sind Bild 8-3, Bild 8-4 und Bild 8-5 zu entnehmen.

*Tabelle 8-4: In den Versuchen der Reihe A erreichte Maximalwerte der Querkraft  $\max. V_{\text{Versuch}}$  im Vergleich zu rechnerisch ermittelten Werten der Querkrafttragfähigkeit*

Versuchskörper VK	$V_{Rd,ct}$ [kN/m]	$V_{Rd,cf}$ [kN/m]	$V_{Rd,sy}$ [kN/m]	$V_{\text{ges}}$ [kN/m]	$\max. V_{\text{Versuch}}$ [kN/m]
A 16/1	0,00	57,44	53,61	111,04	53,59
A 16/2	0,00	48,46	53,61	102,07	46,69
A 16/3	0,00	48,46	53,56	102,02	45,92

## 8.4 Verhalten der EMSO-Decke im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

In diesem Kapitel wird das Gebrauchsverhalten der EMSO-Decke analysiert. Als Grundlage dienen die Ergebnisse der durchgeführten Versuche (vgl. Kapitel 7).

### 8.4.1 Bestimmung von Rissbreiten am Biegebalken (statisch bestimmtes System)

Die Rissbreite eines stahlfaserbewehrten Bauteils lässt sich nach (Gl 8-5) über den Verdrehwinkel  $\varphi$  bestimmen. Dieser Ansatz ist auch im DBV-Merkblatt [DBV1] enthalten.

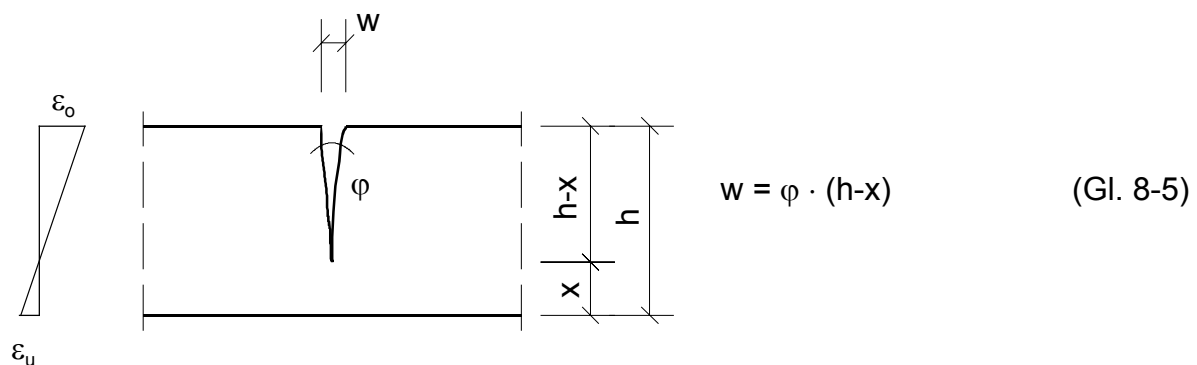


Bild 8-13: Ermittlung der Rissbreite  $w$  aus dem Verdrehwinkel

Zur Verifizierung des in Bild 8-13 dargestellten geometrischen Zusammenhangs für die Ermittlung der Rissbreite  $w$  werden die gemessenen Rissbreiten der Versuche der Reihe B den rechnerisch ermittelten Rissbreiten  $w$  gegenübergestellt. Da es sich bei der Reihe B um ein statisch bestimmtes System handelt, kann der Verdrehwinkel  $\varphi$  über der Stützung B bzw. die Neigung des Kragarms vereinfacht aus den gemessenen Durchbiegungen  $f$  unter der Pressenlast und der Kragarmlänge  $x_1$  ermittelt werden. Dabei werden folgende ungünstige Annahmen getroffen (Bild 8-14):

- sämtliche Risse treten als ein Riss vereinigt am Auflager auf und
- der Versuchskörper ist starr zwischen Riss und Lasteinleitung.

Die Zugzonenhöhe  $h - x$  kann aus den am Versuchskörper gemessenen Dehnungen  $\varepsilon_0$  und  $\varepsilon_u$  bestimmt werden.

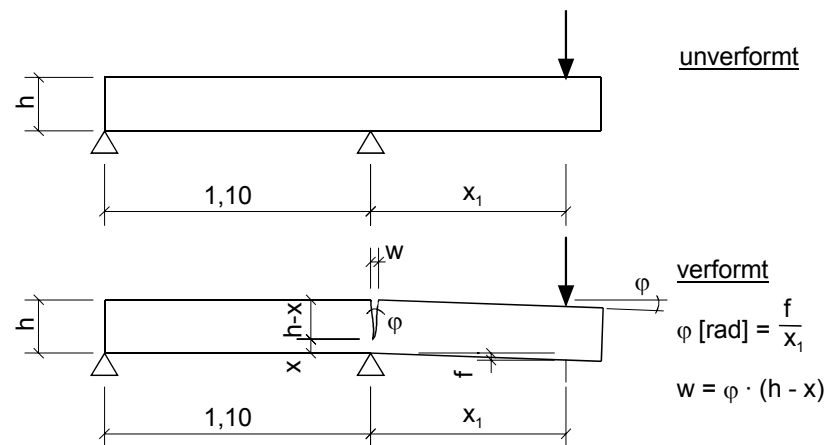


Bild 8-14: Ermittlung der Rissbreite  $w$  an den Versuchskörpern der Reihe B

Bild 8-15 zeigt das Ergebnis der gerechneten Rissbreiten  $w$  der Reihe B, gegenübergestellt den in den Versuchen gemessenen Rissbreiten  $w_{\text{gem}}$ . Die Übereinstimmung ist sehr gut. Der oben dargestellte Ansatz für die rechnerische Ermittlung der Rissbreite  $w$  aus dem Neigungswinkel kann hierdurch bestätigt werden.

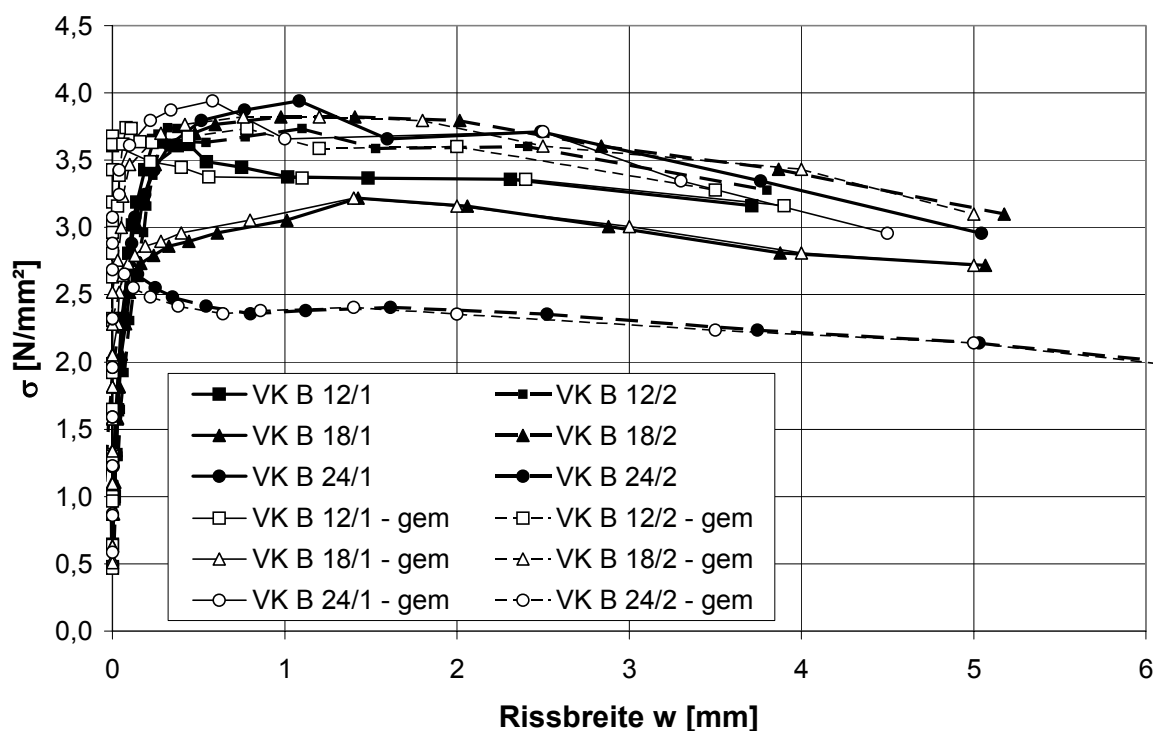


Bild 8-15: Gegenüberstellung der gerechneten Rissbreiten  $w$  und gemessenen Rissbreiten  $w_{\text{gem}}$  der Versuchskörper der Reihe B, bezogen auf die Spannungen in der Auflagerachse



#### 8.4.2 Riss- und Durchbiegungsverhalten am Gesamtsystem

Das Gebrauchsverhalten der EMSO-Decke wird im Vergleich zur konventionellen Decke maßgeblich von der Höhe des aufnehmbaren Momentes im Stützbereich  $M_{\text{SFB}}$  und der in den Elementplatten angeordneten Feldbewehrung bestimmt. Zusätzlich beeinflusst in geringerem Maße der Stahlfaserbeton oberhalb der Elementplatten das Rissverhalten. Die zunehmende Umlagerung der Biegemomente von den Stützen zu den Feldern bei Annäherung an den Bruchzustand führt zu dem Bemessungsergebnis, dass im Gebrauchszustand im Verhältnis zu konventionell bemessenen Stahlbetondecken bei der EMSO-Decke in den Feldern ein höherer Bewehrungsgehalt erforderlich wird.

Im Gegensatz zu Stahlbeton wirkt Stahlfaserbeton nur begrenzt rissverteilend. Die Versuchskörper VK A 16/2 und VK A 16/3 und der Reihe B zeigen mit einem Fasergehalt von 0,5 Vol-%, das bei flächiger Auflagerung im Stützbereich der Decke bevorzugt zwei Hauptrisse auftreten.

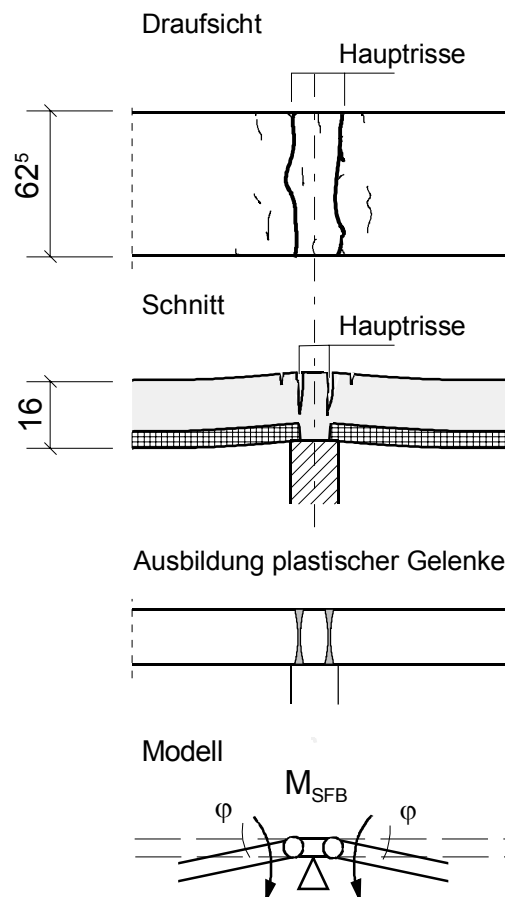


Bild 8-16: Rissbildung und Ausbildung plastischer Gelenke im Stützbereich

Diese Risse bilden sich etwa 3 cm hinter dem Wandanschnitt. Weitere Risse bildeten sich zwar aus, zeigten aber deutlich geringere Rissbreiten und reichten nicht immer über die gesamte Breite des Versuchskörpers (Bild 8-16). Bei der Decke mit dem höherem Fasergehalt von 0,8 Vol-% (VK A 16/3) bildeten sich mehrere feinere Risse im Stützbereich aus. In den sich ausbildenden Hauptrissen entstehen die plastischen Gelenke (Rotationsgelenke), in denen die Auflagerverdrehung  $\varphi$  wirksam wird.

Im Feld liegt im Wesentlichen ein Stahlbetonquerschnitt vor. Der erhöhte Bewehrungsgehalt begünstigt zudem die Rissverteilung. Dies zeigt sich auch in den Versuchsergebnissen der Reihen A und C, bei denen unter Gebrauchslasten in den Feldern noch keine oder nur sehr geringe Rissbildung mit geringen Rissbreiten auftrat. Zudem beeinflusst das Verformungsverhalten der Felder das Maß der Rissöffnung über der Stütze. Die Durchbiegung im Feld bestimmt die Winkelverdrehung  $\varphi$  am Auflager (Bild 8-17) und damit die Rissbreite über der Mittelstützung. Die Winkelverdrehungen am Auflager sind linear abhängig von der Verformung.

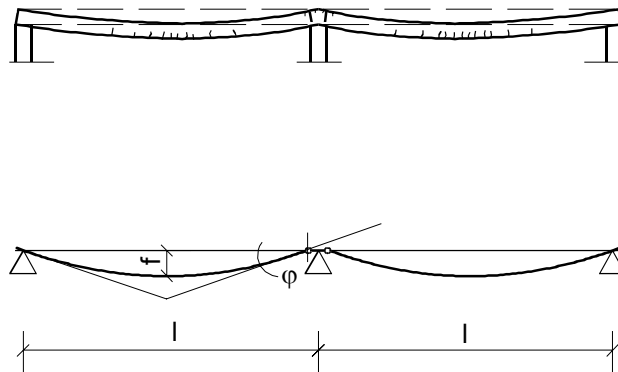
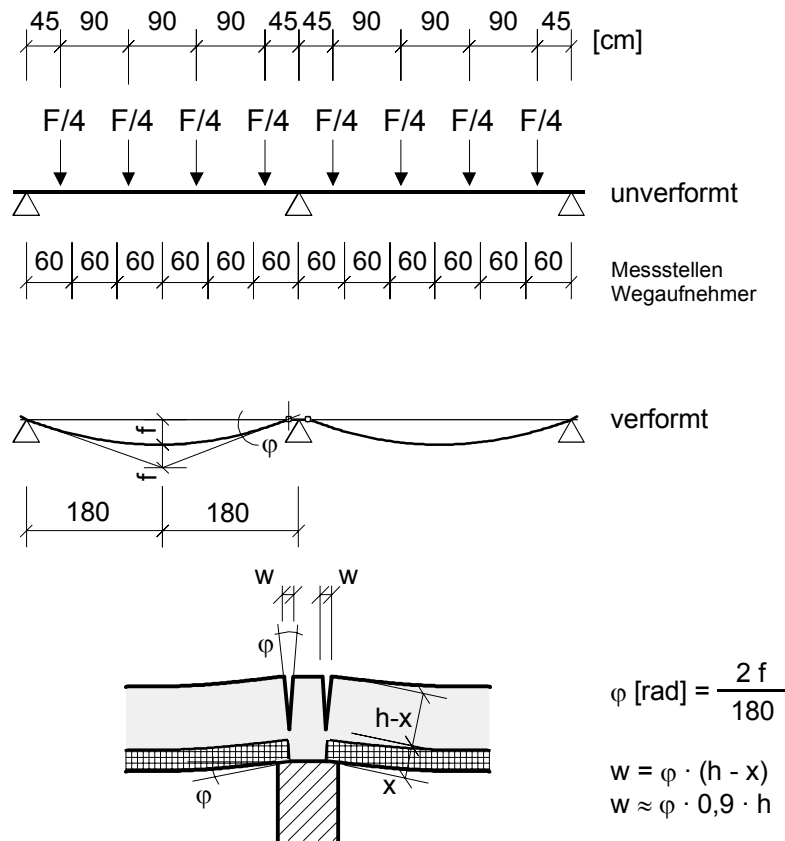


Bild 8-17: Winkelverdrehung  $\varphi$  am Gesamtsystem

### 8.4.3 Berechnung der Rissbreite über Rotationswinkel am Gesamtsystem

Die gemessenen Durchbiegungen entlang der Längsachse der Versuchskörper der Reihe A können zur Bestimmung des Rotationswinkels über dem Mittelauflager (siehe Bild 8-18) genutzt werden. Zunächst muss ein geeignetes Modell entwickelt werden, welches die geometrischen Zusammenhänge zwischen Durchbiegungen  $f$  und Rotationswinkel  $\varphi$  darstellt. Nach Ausbildung des Fließgelenkes am Mittelauflager wird aus dem Zweifeldträger eine Kette von Einfeldträgern. Es kann dann die maximale Durchbiegung  $f$  in Feldmitte bei  $x = 180$  cm angesetzt werden. Hier wird sich auch beim Erreichen des Traglastzustandes ein zweites Fließgelenk bilden, das zur

Bildung einer kinematischen Kette führt. Der Rotationswinkel  $\varphi$  ist linear abhängig von der Verformung  $f$ . Vereinfachend kann hier die Näherung  $\varphi = 2 \cdot f/180$  angesetzt werden. *Ortu* hat in [Ortu1], verifiziert von *Hemmy* [Hemm1], einen Durchbiegungsansatz entwickelt, der für Einfeldträger auf einem ähnlichen Modell basiert.



**Bild 8-18:** Bestimmung der Rissbreite  $w$  aus Versuchsergebnissen der Reihe A aus den Durchbiegungsmessungen der Wegaufnehmer

Nachfolgend werden die Versuchsergebnisse der Versuchskörper VK A 16/2 und VK A 16/3 und die Werte der rechnerischen Ermittlung der Rissbreiten mit der Funktion  $w = \varphi \cdot 0,9 \cdot h$  dargestellt.

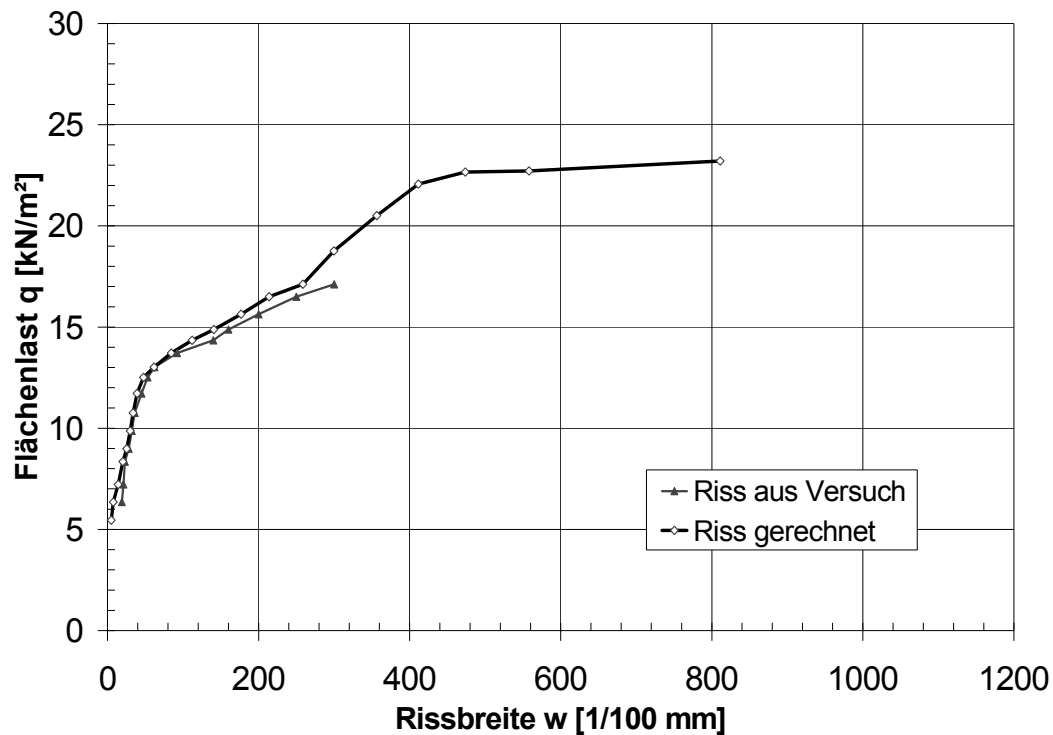


Bild 8-19: Rissbreiten (Riss 2) aus Versuch und gerechnete Rissbreiten  $w$  im Bereich des Mittelaufträgers am VK A 16/2, Lage Riss 2 siehe Bild 7-10

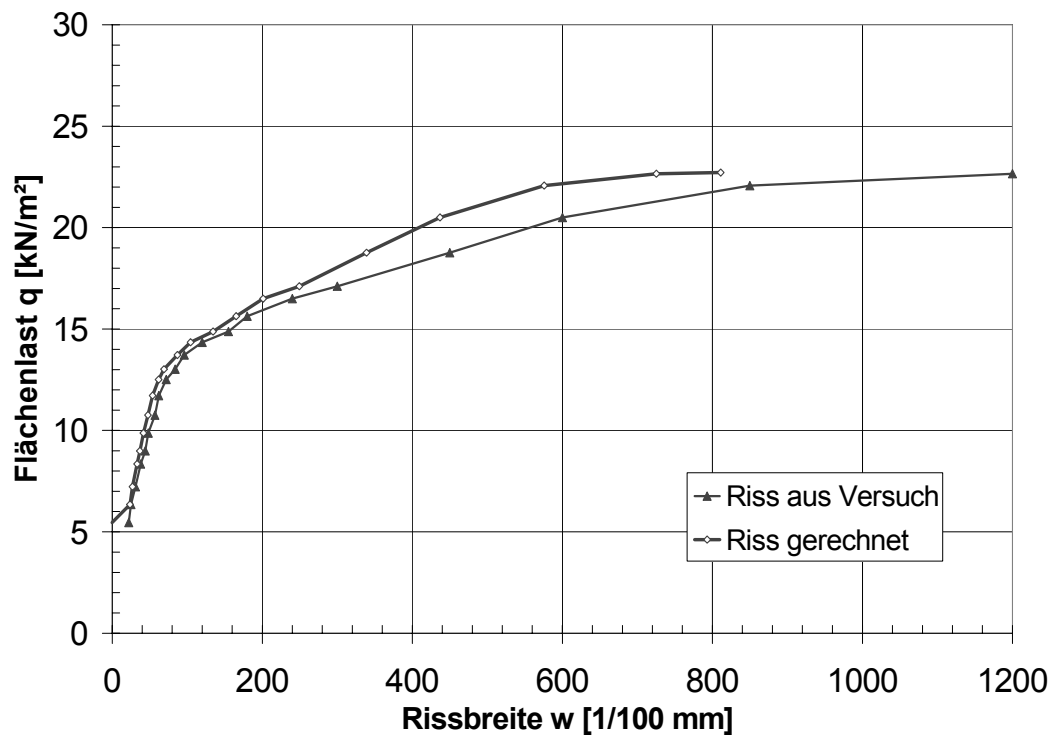


Bild 8-20: Rissbreiten (Riss 2) aus Versuch und gerechnete Rissbreiten  $w$  im Bereich des Mittelaufträgers am VK A 16/3, Lage Riss 2 siehe Bild 7-12

Bild 8-19 und Bild 8-20 zeigen die nach dem oben beschriebenen Modell berechneten Rissbreiten im Vergleich zu den gemessenen Rissbreiten über dem Mittelaufleger B. Es zeigt sich, dass bis zu Flächenlasten von  $q = 15 \text{ kN/m}^2$  eine sehr gute Übereinstimmung der gerechneten und gemessenen Rissbreiten  $w$  vorliegt. Das heißt, dass im Gebrauchslastbereich mit diesem Durchbiegungsansatz gerechnet werden kann.

#### **8.4.4 Rissverhalten im Fugenbereich zwischen den Elementplatten**

Die Versuche der Reihe D haben gezeigt, dass unter Mitwirkung des Stahlfaserbetons über die Fuge Einzellasten mit einer Größe von  $F > 120 \text{ kN}$  hinweg übertragen werden können (vgl. Kapitel 7.8). Das Rissverhalten im Fugenbereich konnte nicht direkt beobachtet werden. Die Messwerte der Dehnungen der Bewehrungen und der Stauchungen an der Betonoberseite neben der Fuge zeigen jedoch einen weitgehend gleichen Verlauf.

Durch Abfließen der Hydratationswärme und Schwinden des Stahlfaseraufbetons kann sich ein durchgehender Riss über die gesamte Deckenhöhe im Verlauf der Fuge zwischen zwei Elementplatten ausbilden. Die Verhältnisse sind hier bei der EMSO-Decke nicht anders als bei herkömmlichen Elementdecken. Derartige durchgehende Risse, die auf der Deckenoberseite sichtbar sein müssten, sind bei Bauausführungen jedoch nicht anzutreffen. Die Vorstellung, dass sich die Betonverkürzung über die Breite der Elementplatte hin aufaddiert und im Stoß zwischen zwei Elementplatten ein dementsprechend großer Riss auftritt, entspricht nicht dem wirklichen Verhalten. Die Behinderung der freien Verformbarkeit des Aufbetons durch die Elementplatte ist offensichtlich so groß, dass (wenn sie überhaupt auftreten) die Risse im Aufbeton fein verteilt sind, sich jedoch nicht im Fugenbereich "aufsammeln".

Für Wohngebäude ist gemäß DIN 1055-100 [DIN1055-100] als gleichmäßig verteilte Verkehrslast  $1,5 \text{ kN/m}^2$  anzusetzen. Dieser Wert ist auf  $2,0 \text{ kN/m}^2$  zu erhöhen, wenn keine ausreichende Querverteilung der Lasten gegeben ist. Ausreichende Querverteilung ist bereits dann gegeben, wenn durch Dübelwirkung, Kornverzahnung o.ä. Mechanismen über die Fuge hinweg eine Lastübertragung stattfindet. Die Aufnahmefähigkeit von Biegemomenten in Querrichtung nützt dabei, ist aber nicht unbedingt erforderlich. Durch Kornverzahnung im Fugenbereich und die weiterhin bestehende

Tragwirkung der Stahlfasern wird trotz Rissbildung bei der EMSO-Decke eine quer-verteilende Wirkung vorhanden sein. Dies haben die Versuche der Reihe D auch eindeutig gezeigt.

Ein bei den Versuchen wahrscheinlich aufgetretener Riss im Fugenbereich hat die Tragfähigkeit nicht beeinträchtigt. Bei Einhaltung der Kapitel 9.6 angegebenen Größe der über die Fuge übertragbaren Last ist ein rechnerischer Nachweis der Rissbreite im Fugenbereich zwischen zwei Elementplatten nicht erforderlich.

## **8.5 Berücksichtigung von Zwangwirkungen**

### **8.5.1 Abfließen der Hydratationswärme**

Die Elementplatten kommen bereits erhärtet auf die Baustelle. Der Aufbeton (bei der EMSO-Decke der Stahlfaserbeton) erwärmt sich infolge Hydratation, die abfließende Hydratationswärme führt zu einer Verkürzung des Betons. Die Verhältnisse sind nicht anders als bei einer üblichen Elementdecke, bei der das Abfließen der Hydratationswärme weder rechnerisch noch konstruktiv besonders berücksichtigt wird.

Im Gegensatz zu einer wärmeisolierenden Holzschalung fließt bei Elementdecken üblicher Dicke bereits sehr viel Hydratationswärme in die Elementplatten. Die Temperaturerhöhung (und damit das Zusammenziehen beim Erkalten) ist also geringer als bei auf Schalung erstellten Deckenplatten. Die Elementplatte selbst, deren Bewehrung und die Gitterträger behindern das Zusammenziehen des Aufbetons. Wenn überhaupt bei Elementplatten, so stellt sich im Aufbeton ein Rissbild mit vielen feinen Rissen engen Abstands ein, der Faserbeton begünstigt noch dieses Rissbild. Die Risse werden über die Länge oder Breite nicht "aufgesammelt", so dass keine unzulässig breiten Risse entstehen könnten. Ein rechnerischer Nachweis der Wirkung abfließender Hydratationswärme erübrigt sich wie bei anderen Decken mit Elementplatten.

### **8.5.2 Zwang infolge Stützensenkung**

Stützensenkung bei einer Durchlaufplatte dieses Deckensystems kann, wenn ungünstig wirkend, die Rissbreite im Stützbereich vergrößern. Das EMSO-Deckensystem ist für Wohnbauten vorgesehen. Bei derartigen Bauten brauchen im Allgemeinen bei der Tragwerksplanung Stützensenkungen nicht berücksichtigt werden.

Bei heute üblichen Grundrissen von Wohnbauten sind die tragenden Schalen der Außenwände aus Wärme- und Schallschutzgründen dicker als die Innenwände. Die notwendige Minstdicke wird entsprechend nach den Vorschriften und bzw. oder der geforderten Tragfähigkeit gewählt. Innenwände werden daher trotz höherer Belastung (Mittelaufleger der Decken) mit geringerer Wanddicke ausgeführt als Außenwände (Endaufleger der Decken). Dies führt infolge der elastischen Verkürzung der Wände zu positiven Biegemomenten der Deckenplatte an den Zwischenunterstützungen. Diese wirken günstig, da sie der Rissbildung aus Last im Stützbereich entgegen wirken bzw. diese auch ganz verhindern können.

Die Fundamente von Mittelwänden sind bei Wohnbauten breiter als die der Außenwände. Daher erfasst die "Druckzwiebel" tiefere Bodenschichten, bei gleicher Bodenpressung ist die Setzung der Fundamente der Mittelwände größer als bei den Außenwänden. Dies ergibt für die EMSO-Decke günstig wirkende positive Plattenmomente über den Mittelstützungen.

Üblich bei Wohnbauten ist die Herstellung der Außenwände aus gut wärmedämmenden Materialien (z.B. porosierte Ziegel), während Innenwände häufig aus Kalksandsteinen hergestellt werden. Im Gegensatz zu Ziegeln schwinden Kalksandsteine noch erhebliche Zeit nach der Herstellung. Auch in diesen Fällen entstehen aus Schwindverkürzung der Innenwände über den Mittelstützen günstig wirkende positive Platten-Biegemomente.

Zwang infolge Stützensenkung führt bei heute üblicher Grundrissgestaltung und Wandausbildung von Wohnbauten zu günstig wirkenden positiven Platten-Biegemomenten über Mittelstützungen. Auf einen rechnerischen Nachweis bei Ausführungsplanungen kann verzichtet werden.

## **8.6 Einfluss hoher Dauerlast auf gerissene Stahlfaserbetonquerschnitte**

Die weggesteuerten Versuche der Reihen A und B zeigten, dass bereits nach verhältnismäßig kurzer Zeit innerhalb einer Laststufe der Abfall der Pressenkräfte gegen Null ging (siehe zum Beispiel Bild A 9 und Bild B 9 bis B 14 im Anhang). Bild 8-21 zeigt die während der Versuchsdurchführung gemessenen Kolbenwege  $s$  und die Pressenlasten  $P$  beispielhaft für den VK B 24/1. Es ist zu erkennen, dass bei Laststufe 14 der Endwert der noch verbleibenden Pressenkraft nach ca. 20 Minuten schon fast erreicht war. Abgeschätzt aus dem Kurvenverlauf kann angenommen werden, dass der Abfall der Pressenkraft bei dieser Laststufe nicht mehr als 20 % erreichen

wird. Ein derartiger Abfall der Tragfähigkeit ist in der Richtlinie [DAfStb1] durch Abminderung der Nachrisszugfestigkeiten unter Dauerlast gegenüber der Festigkeit unter Kurzzeitbeanspruchung mit dem Faktor  $\alpha_c^f = 0,85$  (vgl. Bild 4-17) berücksichtigt. Dieser Faktor reicht also aus, um auch bei der EMSO-Decke den Einfluss von hoher Dauerlast auf die Biegetragfähigkeit von Stahlfaserbetonquerschnitten angemessen zu berücksichtigen.

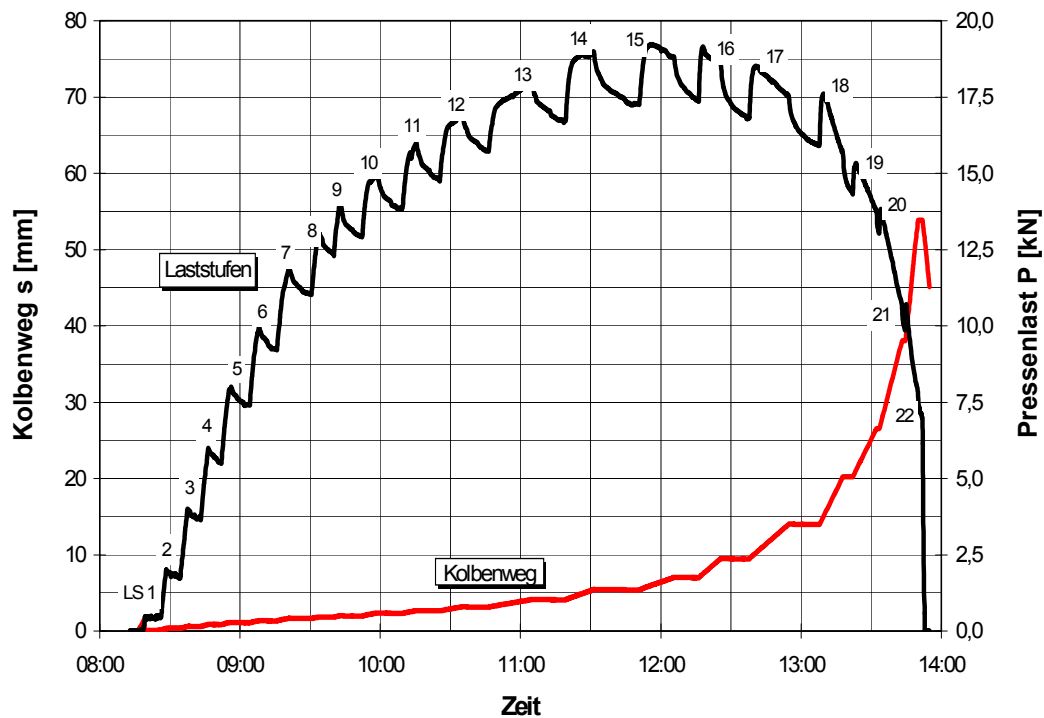


Bild 8-21: VK B 24/1: Während der Versuchsdurchführung gemessene Kolbenwege  $s$  und Pressenlasten  $P$  mit Angabe der Laststufen

Zum abschließenden Nachweis, dass die Biegetragfähigkeit von Stahlfaserbetonquerschnitten unter dauernd wirkenden Beanspruchungen, wie sie bei der EMSO-Decke auftreten können, nicht unerwartet stark abfällt, wurden die Versuche der Reihe E durchgeführt. Die Versuchsergebnisse dieser Reihe E sind im Kapitel 7.9 dargestellt. Analog zum Verhalten von gerissenem Stahlbeton ist zu Beginn der Belastung eine rasche Zunahme der Verformungen und der Rissbreiten festzustellen, die asymptotisch einem Grenzwert zustreben (Bild 7-36). Auch diese Versuche zeigten, dass mit dem Ansatz der DAfStb-Richtlinie der Einfluss der auftretenden Beanspruchung aus Dauerlast auf die Biegetragfähigkeit angemessen berücksichtigt ist.



## **9 Bemessungshilfsmittel und Nachweise für die EMSO-Decke**

### **9.1 Allgemeines**

Ziel dieses Kapitels ist es, Bemessungshilfsmittel für die Dimensionierung der EMSO-Decke zu erarbeiten. Für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden für den Stahlfaserbetonquerschnitt aufnehmbare Momente ermittelt. Für die Dimensionierung der Betonstahlbewehrung im Feld der EMSO-Decke werden dimensionslose Beiwerte erstellt. Ausgehend vom Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden für die Bestimmung der erforderlichen Deckenhöhe Biegeschlankheiten ermittelt.

Die in der DIN 1045-1 in Kapitel 13 „Konstruktionsregeln“ geforderten Nachweise der Mindestbewehrung und der Querverteilung von Lasten zwischen nebeneinander liegenden Deckenelementen werden geführt.

Außerdem wird die Scheibenwirkung durch Ausbildung von Ringankern und innenliegenden Zugankern nachgewiesen.

In Tabelle 9-1 werden die einzelnen Schritte vorgestellt, die für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) erforderlich sind. Es werden die Bemessungshilfsmittel mit den dazugehörigen notwendigen Eingangsparametern aufgeführt, die in den folgenden Kapiteln erstellt werden.

Tabelle 9-1: Erforderliche Schritte für die Dimensionierung der EMSO-Decke

		Schritt	Hilfsmittel	Parameter
ULS	1	Deckenhöhe h wählen	Biegeschlankheit	Statisches System Herstellvorgang
	2	Stützmoment $M_{SFB}$ bestimmen	Tabelle	Deckenhöhe Betongüte Leistungsklasse Sig-Eps-Linie SFB Sicherheitsbeiwerte
	3	Feldmoment über Gleichgewicht am statischen System bestimmen		Deckenhöhe Elementplatte ( $h_{EP} = 5 \text{ cm}$ ) Betongüte Leistungsklasse Sig-Eps-Linie SFB Sicherheitsbeiwerte
	4	erf. $A_s$ im Feld bestimmen	Tabelle/Tafel über $\mu$ bzw. $\omega$ ermitteln	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cR}}$ $A_s = \frac{F_{cd}}{f_{yR}} - \frac{F_{fd}}{f_{yR}} = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cR}}{f_{yR}}$
	5	Querkraftnachweis	z.B. mit Tafeln	
SLS	6	Verformungsnachweis	- direkt nachweisen oder - Nachweis über Biegeschlankheit	
		Rissbreitennachweis	- direkt nachweisen oder - Nachweis über Biegeschlankheit	

## 9.2 Bemessungshilfsmittel für den Nachweis der Biegetragfähigkeit (ULS)

Bild 9-1 zeigt das Ablaufdiagramm für die Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Der Ermittlung der maßgebenden Einwirkungen mit den erforderlichen Sicherheitsbeiwerten liegt das in Kapitel 6 beschriebene Sicherheitskonzept zu Grunde.

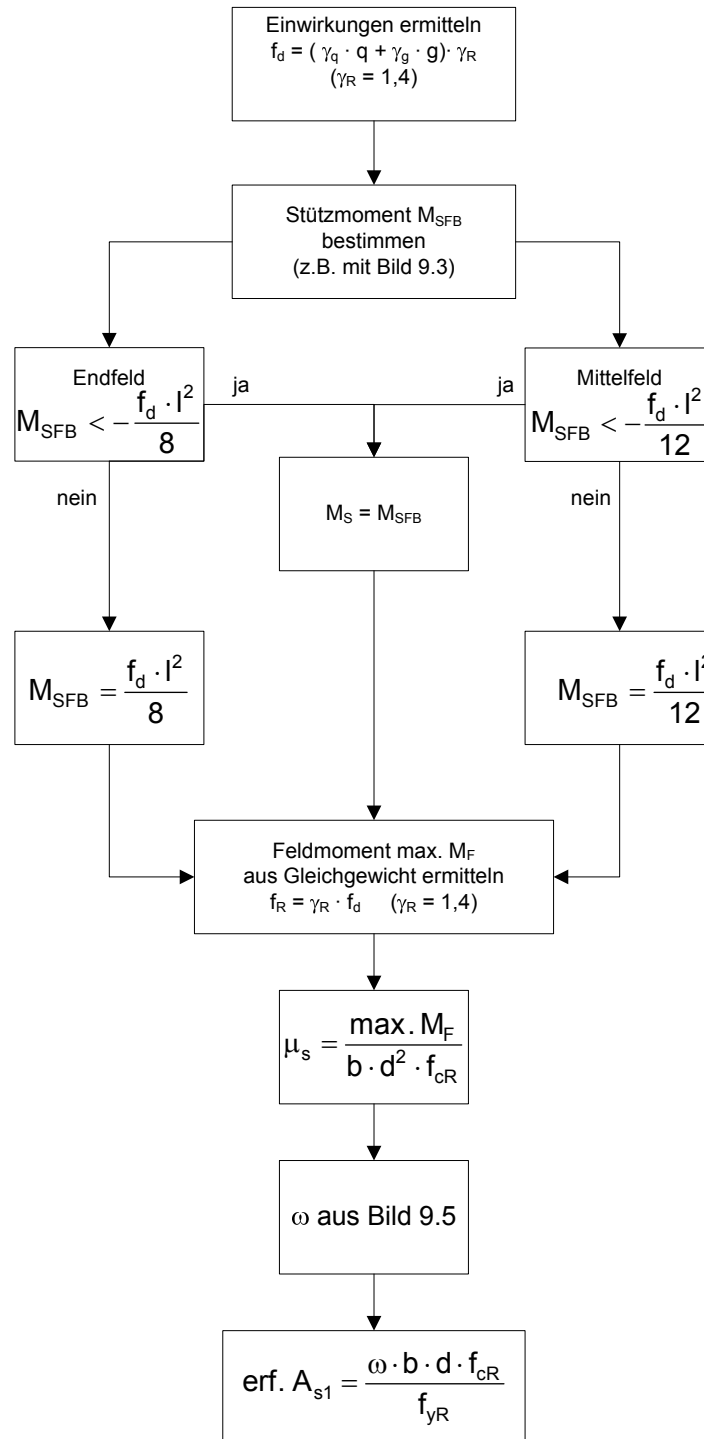


Bild 9-1: Ablaufdiagramm Biegebemessung

### 9.2.1 Nachweis der Biegetragfähigkeit im Stützquerschnitt (ULS)

Im Folgenden werden die mechanischen und mathematischen Zusammenhänge für die Ermittlung des aufnehmbaren Momentes eines Stahlfaserbetonquerschnitts dargestellt. Grundlage ist die Richtlinie des DAfStb [DAfStb1].

Ziel ist, die Größe des Momentes in Abhängigkeit von

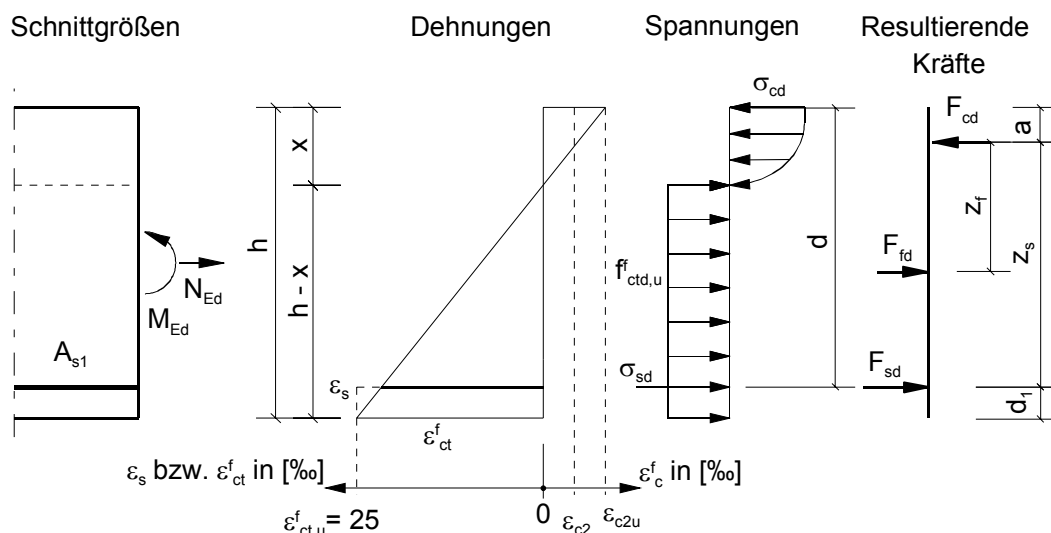
- Querschnittsdicke
- Betonfestigkeit
- Leistungsklasse
- vorhandener Betonstahlbewehrung  $A_{s1}$

zu bestimmen bzw. in Diagramm- oder Tabellenform für den Stütz- bzw. Feldquerschnitt anzugeben, um die Ergebnisse dann unmittelbar für die Biegebemessung zu nutzen.

Die Tragfähigkeit eines Stahlfaserbetonquerschnitts unter Biegung wird wie beim Stahlbetonquerschnitt durch Aufstellen des Gleichgewichts unter Ansatz der äußeren Einwirkungen ( $N_{Ed}$  und  $M_{Ed}$ ) und der inneren Widerstände ( $N_{Rd}$  und  $M_{Rd}$ ) ermittelt:

$$N_{Ed} = N_{Rd} \quad (\text{Gl. 9-1})$$

$$M_{Ed} = M_{Rd} \quad (\text{Gl. 9-2})$$



**Bild 9-2:** Ermittlung der aufnehmbaren Momente aus dem Gleichgewicht zwischen äußeren Einwirkungen ( $N_{Ed}$  und  $M_{Ed}$ ) und inneren Kräften  $F_{cd}$ ,  $F_{fd}$  und  $F_{sd}$

Hierzu werden zunächst die Spannungen aus einem iterativ ermittelten Dehnungszustand mit Hilfe eines Tabellenkalkulationsprogramms bestimmt. Die Integration über die Spannungen ergibt dann die resultierenden Zugkräfte im Stahlfaserbeton  $F_{fd}$  bzw. Betonstahl  $F_{sd}$  und die aufnehmbare Druckkraft im Beton  $F_{cd}$ .

### Betondruckkraft $F_{cd}$ :

$$F_{cd} = b \cdot x \cdot \alpha_R \cdot \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad b \text{ Breite des Bauteils} \quad (Gl. 9-3)$$

$$x = \varepsilon_c / (\varepsilon_c - \varepsilon_s) \cdot d \quad \text{Druckzonenhöhe}$$

( $\Rightarrow$  Iteration)

Völligkeitsbeiwert  $\alpha_R$ :

- für  $0 \text{ ‰} \geq \varepsilon_c \geq -2,0 \text{ ‰}$ :  

$$\alpha_R = -1/2 \cdot \varepsilon_c - 1/12 \cdot \varepsilon_c^2$$
- für  $2,0 \text{ ‰} \geq \varepsilon_c \geq -3,5 \text{ ‰}$ :  

$$\alpha_R = -1 + 2 / (3 \cdot \varepsilon_c)$$

$\alpha$  Dauerstandsbeiwert Beton

$f_{ck}$  Betondruckfestigkeit

$\gamma_c$  Teilsicherheitsbeiwert Beton

$$a_c = k_a \cdot x$$

- für  $0 \text{ ‰} \geq \varepsilon_c \geq -2,0 \text{ ‰}$ :  

$$k_a = (8 + \varepsilon_c) / (4 \cdot (6 + \varepsilon_c))$$
- für  $2,0 \text{ ‰} \geq \varepsilon_c \geq -3,5 \text{ ‰}$ :  

$$k_a = (2 + 4 \cdot \varepsilon_c + 3 \cdot \varepsilon_c^2) / (6 \cdot \varepsilon_c \cdot (2/3 + \varepsilon_c))$$

### Stahlzugkraft $F_{sd}$ :

$$F_{sd} = A_{s1} \cdot \sigma_{sd} \quad A_{s1} \text{ Querschnittsfläche des Stahls} \quad (Gl. 9-4)$$

Stahlspannung

- für  $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{yd} = (f_{yk} / \gamma_s) / E_s$ :  

$$\sigma_{sd} = \varepsilon_s \cdot E_s \text{ (hier vereinfachend elasto-plastisches Materialgesetz, analoges Vorgehen bei ansteigendem, plastischem Ast)}$$

- für  $\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$ :

$$\sigma_{sd} = f_{yk} / \gamma_s$$

$E_s$	E-Modul Stahl
$f_{yk}$	Streckgrenze des Stahls
$\gamma_s$	Teilsicherheitsbeiwert Stahl
$\varepsilon_s$	Stahldehnung

$$M = F_{sd} \cdot z_s \quad (\text{Gl. 9-5})$$

$$z_s = d - a \quad (\text{Gl. 9-6})$$

#### Stahlfaserzugkraft $F_{fd}$ :

Durch den Ansatz des rechteckigen Spannungsblockes nach Bild 4-18 für den Stahl-faserbeton ergibt sich für  $F_{fd}$ :

$$F_{fd} = f_{ctd,u}^f \cdot b \cdot h_{SFB} \quad h_{SFB} = h - x \quad (\text{Gl. 9-7})$$

$f_{ctd,u}^f$  = zentrische Nachrisszugfestigkeit nach  
Bild 4-18

$$f_{ctd,u}^f = \beta_u \cdot f_{ct0,u}^f \cdot \kappa = 0,37 \cdot f_{ct0,u}^f \cdot 1,25$$

$$z_f = (h-x) \cdot 0,5 - d_1 \quad (\text{Gl. 9-8})$$

Mit den resultierenden Kräften und den inneren Hebelarmen lässt sich nun mit den Gleichungen (Gl. 9-9) und (Gl. 9-10) der Querschnittswiderstand  $M_{Rd}$  (im Folgenden auch  $M_{SFB}$  genannt) über die Iteration ermitteln, wobei  $N_{Rd}$  zu Null gesetzt wird. Das maßgebende Moment  $M_{SFB}$  ergibt sich, wenn entweder die Dehnung des Stahlfaserbetons bzw. die Stahldehnung von 25 ‰ oder die kritische Betonstauchung von 3,5 ‰ erreicht ist.

$$\sum H = 0 = F_{sd} + F_{fd} - F_{cd} + N_{Rd} \quad (\text{Gl. 9-9})$$

$$\sum M = 0 = F_{cd} \cdot z_s + F_{fd} \cdot z_f + M_{Rd} \quad (\text{Gl. 9-10})$$

Die oben hergeleiteten Gleichungen werden beispielhaft ausgewertet für die Betongüte C25/30. Da für den Stahlfaserbeton der rechteckige Spannungsblock (nach Bild 4-18) angesetzt wird, sind die zentrischen Nachrisszugfestigkeiten  $f_{II}^f$  ( $= f_{ctd,u}^f$ ) des Verformungsbereiches II maßgebend. Es werden die Leistungsklassen L1,6, L2,0, L2,4 und L2,8 (Verformungsbereich II) gewählt. Allen Bemessungen liegt der Betonstahl BSt 500 S/M zugrunde.

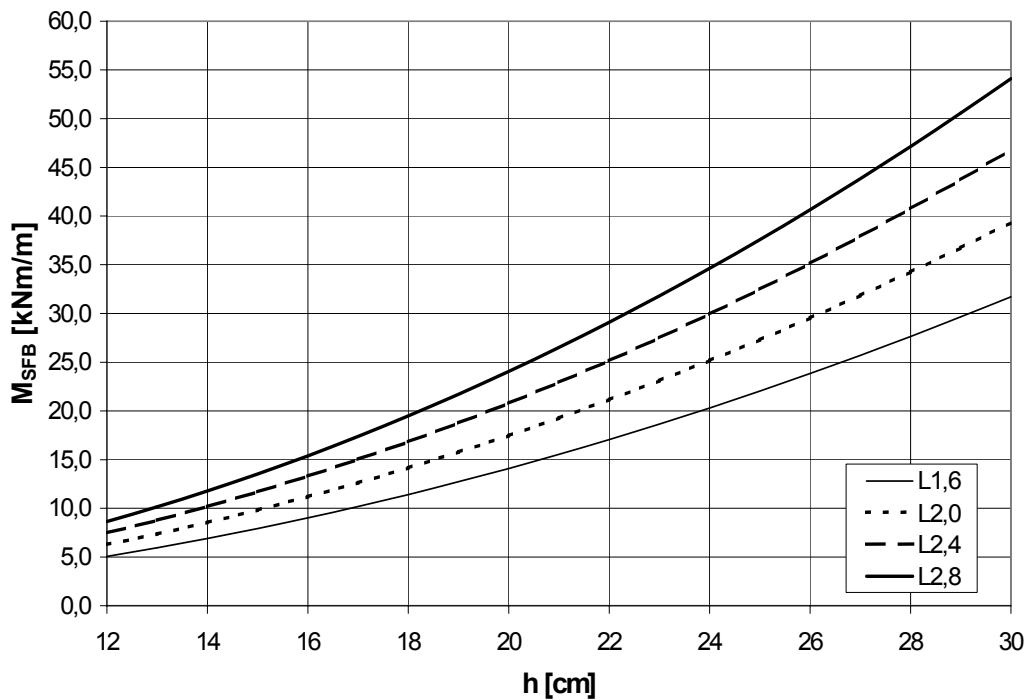
Für die Baustoffe werden nach dem in Kapitel 6.5.3 beschriebenen Sicherheitskonzept Mittelwerte angesetzt:

- Betonstahl:

$$f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk} \quad (\text{Gl. 9-11})$$

- Beton:

$$f_{cR} = 0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck} \quad (\text{Gl. 9-12})$$



*Bild 9-3: Aufnehmbare Momente  $M_{SFB}$  für die Betongüte C25/30 bei verschiedenen Leistungsstufen des Stahlfaserbetons im Verformungsbereich II (mit  $A_{s1} = 0$ )*

Bild 9-3 zeigt gemäß der Auswertung die aufnehmbaren Momente  $M_{SFB}$  für die Betongüte C25/30. Es handelt sich hier um einen reinen Stahlfaserbetonquerschnitt, ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung ( $A_{s1} = 0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Tabelle 9-2 stellt die Ergebnisse zusammenfassend dar. Die Auswertung für weitere Betonfestigkeitsklassen kann analog erfolgen.

**Tabelle 9-2: Aufnehmbare Momente  $M_{SFB}$  für die Betongüte C25/30 bei verschiedenen Leistungsklassen des Stahlfaserbetons im Verformungsbereich II. Angegeben ist auch die Zugzonenhöhe  $h - x$**

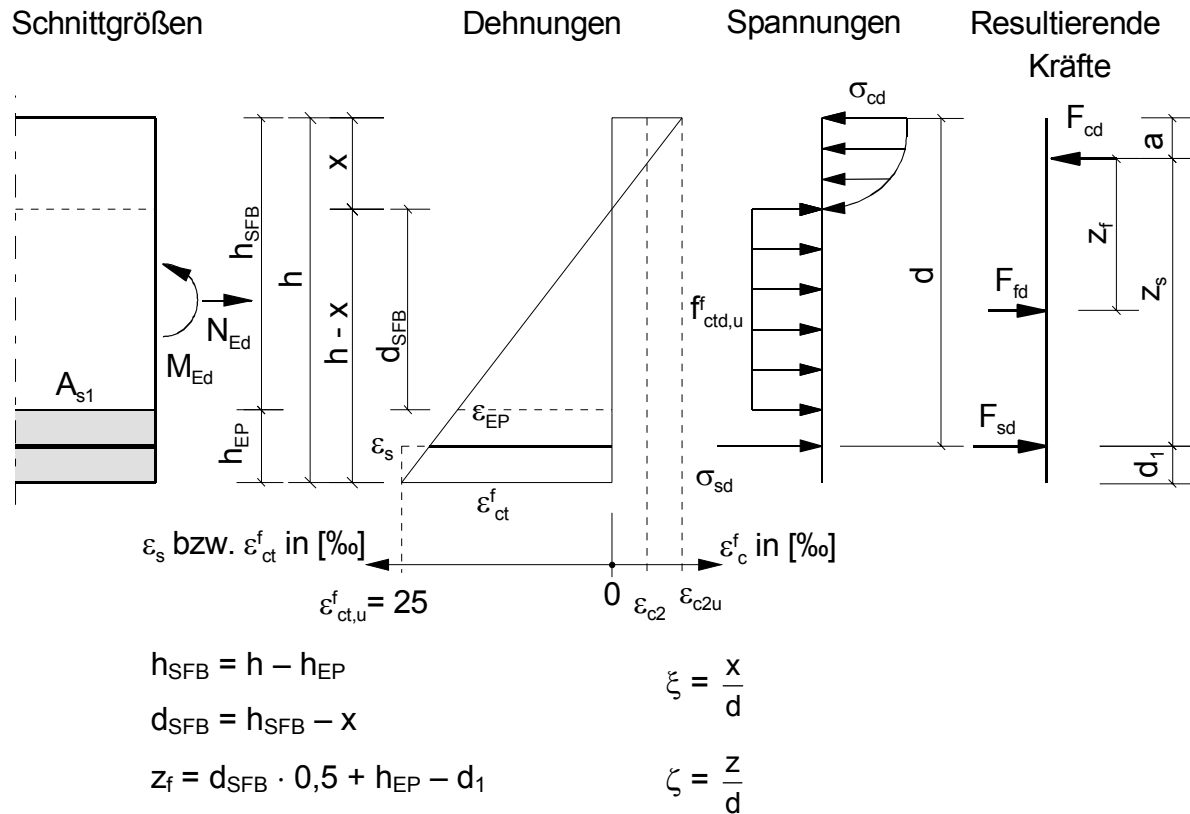
Höhe	Leistungsklasse Verformungsbereich II							
	L 1,6		L 2,0		L 2,4		L 2,8	
h	$M_{SFB}$	h-x	$M_{SFB}$	h-x	$M_{SFB}$	h-x	$M_{SFB}$	h-x
[cm]	[kNm/m]	[m]	[kNm/m]	[m]	[kNm/m]	[m]	[kNm/m]	[m]
12	5,08	0,11	6,29	0,11	7,49	0,11	8,66	0,11
13	5,96	0,12	7,38	0,12	8,79	0,12	10,16	0,12
14	6,91	0,13	8,56	0,13	10,19	0,13	11,78	0,13
15	7,93	0,14	9,83	0,14	11,70	0,14	13,53	0,14
16	9,02	0,15	11,19	0,15	13,31	0,15	15,39	0,15
17	10,19	0,16	12,63	0,16	15,02	0,16	17,37	0,15
18	11,42	0,17	14,16	0,17	16,84	0,17	19,48	0,16
19	12,72	0,18	15,77	0,18	18,77	0,17	21,70	0,17
20	14,10	0,19	17,48	0,19	20,79	0,18	24,05	0,18
21	15,54	0,20	19,27	0,19	22,93	0,19	26,51	0,19
22	17,06	0,21	21,15	0,20	25,16	0,20	29,10	0,20
23	18,65	0,22	23,11	0,21	27,50	0,21	31,80	0,21
24	20,30	0,22	25,17	0,22	29,94	0,22	34,63	0,22
25	22,03	0,23	27,31	0,23	32,49	0,23	37,57	0,23
26	23,83	0,24	29,54	0,24	35,14	0,24	40,64	0,24
27	25,70	0,25	31,85	0,25	37,90	0,25	43,82	0,25
28	27,63	0,26	34,26	0,26	40,76	0,26	47,13	0,25
29	29,64	0,27	36,75	0,27	43,72	0,27	50,56	0,26
30	31,72	0,28	39,32	0,28	46,79	0,28	54,10	0,27

## 9.2.2 Nachweis der Biegetragfähigkeit im Feldquerschnitt (ULS)

Die Dimensionierung der Feldbewehrung erfolgt mit Hilfe von dimensionslosen Beiwerten ( $\mu$  und  $\omega$ ). Ziel ist es, Diagramme bzw. Tafeln für die Ermittlung der Feldbewehrung in der Elementplatte zu erstellen, wobei die zusätzliche Faserwirkung in der Zugzone (oberhalb der Elementplatte) mit berücksichtigt wird. Die Herleitung der Tafeln erfolgt für Deckenquerschnitte unter Biegebeanspruchung. Auch hier wird für die Spannungs-Dehnungsbeziehung des Stahlfaserbetons ein rechteckiger Spannungsblock mit der zentrischen Nachrisszugfestigkeit  $f_{II}^f$  ( $= f_{ctd,u}^f$ ) des Verformungsbereichs II angesetzt (Bild 9-4). Der Traganteil des Stahlfaserbetons stellt eine zusätzliche Eingangsgröße dar. Er wird durch den Verhältniswert  $\psi$  berücksichtigt, indem die Nachrisszugfestigkeit  $f_{II}^f$  auf die Druckfestigkeit des Betons  $f_{cR}$  bezogen wird:

$$\psi = \frac{f_{II}^f}{f_{cR}} \quad (\text{Gl. 9-13})$$





**Bild 9-4:** Ermittlung der aufnehmbaren Momente aus dem Gleichgewicht zwischen äußeren Einwirkungen ( $N_{Ed}$  und  $M_{Ed}$ ) und inneren Kräften  $F_{cd}$ ,  $F_{fd}$  und  $F_{sd}$

Die Bestimmung der aufnehmbaren Momente im Feldquerschnitt wird analog zu Kapitel 9.2.1 durchgeführt:

$$\sum M = F_{cd} \cdot z - F_{fd} \cdot z_f = 0 \quad (\text{Gl. 9-14})$$

$$\sum M = x \cdot b \cdot \alpha_R \cdot f_{cR} \cdot z - f_{ctd,u}^f \cdot b \cdot d_{SFB} \cdot z_f = 0$$

$$\sum M = x \cdot b \cdot \alpha_R \cdot f_{cR} \cdot z - f_{ctd,u}^f \cdot b \cdot d_{SFB} \cdot (d_{SFB} \cdot 0,5 + h_{EP} - d_1)$$

Der Beiwert  $\mu$  beschreibt das jeweils aufnehmbare dimensionslose Moment:

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cR}} \quad (\text{Gl. 9-15})$$

Eingesetzt in Gleichung (Gl. 9-14) und durch weitere Umformung ergibt sich für  $\mu$ :

$$\mu = \alpha_R \cdot \xi \cdot \zeta - \psi \cdot \frac{d_{SFB} \cdot (d_{SFB} \cdot 0,5 + h_{EP} - d_1)}{d^2} \quad (\text{Gl. 9-16})$$

Der erste Summand enthält den Anteil der Betonstahlbewehrung, welcher durch den zweiten Summanden um den Anteil des aufnehmbaren Momentes des Stahlfaserbetons reduziert wird.

Zur Berechnung der erforderlichen Betonstahlbewehrung wird der mechanische Bewehrungsgrad  $\omega$  eingeführt:

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yR}}{b \cdot d \cdot f_{cR}} \quad (\text{Gl. 9-17})$$

Über das Gleichgewicht der horizontalen Kräfte

$$\sum H = F_{cd} - F_{fd} - F_{sd} = 0 \quad (\text{Gl. 9-18})$$

ergibt sich für  $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$  und elasto-platischem Verhalten des Betonstahls nach mehrmaligen Umformen für  $\omega$

$$\omega = \xi \cdot \alpha_R - \psi \cdot \frac{d_{SFB}}{d} = \xi \cdot \alpha_R - \psi \cdot \left( \frac{h_{SFB} - x}{d} \right) \quad (\text{Gl. 9-19})$$

Analog zu Gleichung (Gl. 9-16) beschreibt der erste Summand den Anteil der Betonstahlbewehrung und der zweite Summand den Stahlfaserbetonanteil. Die erforderliche Betonstahlbewehrung  $A_S$  ermittelt sich damit nach Gleichung (Gl. 9-20):

$$\text{erf } A_{s1} = \frac{F_{cd}}{f_{yR}} - \frac{F_{fd}}{\sigma_{sd}} = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cR}}{f_{yR}} \quad (\text{Gl. 9-20})$$

Aus Gleichung (Gl. 9-19) ist zu erkennen, dass der mechanische Bewehrungsgrad  $\omega$  von der statischen Höhe  $d$  und der Höhe des Stahlfaserbetons abhängt. Die Höhe des Stahlfaserbetons  $d_{SFB}$  wiederum ist abhängig von der Deckenhöhe  $h$  (siehe Bild 9-4) und der Höhe der Elementplatte  $h_{EP}$ . Die Höhe der Elementplatte aus Stahlbeton wird für alle Deckenhöhen einheitlich mit  $h_{EP} = 5 \text{ cm}$  angesetzt. Für die Ermittlung von  $\omega$  in Diagrammform wird der zusätzliche Parameter  $\eta$  eingeführt, der das Verhältnis von Gesamthöhe Decke  $h$  zu statischer Höhe  $d$  berücksichtigt:

$$\eta = h/d \quad (\text{Gl. 9-21})$$

Bei angenommenen Deckenhöhen  $h$  zwischen 12 cm und 30 cm und einem Abstand  $d_1 (= h - d)$  von ca. 2,5 cm liegt  $\eta$  zwischen 1,09 bis 1,26.

Der Verhältniswert  $\psi$  ermittelt sich beispielhaft für einen Stahlfaserbeton C25/30 und L2,0 im Verformungsbereich II zu :

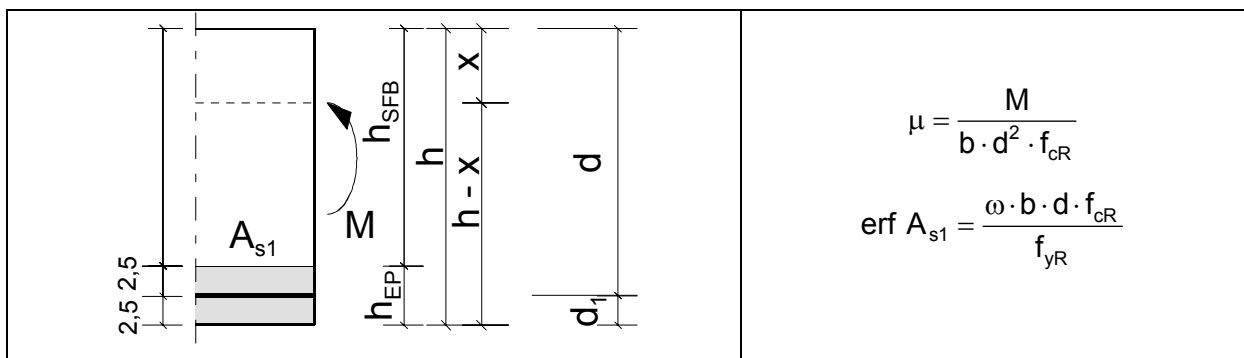
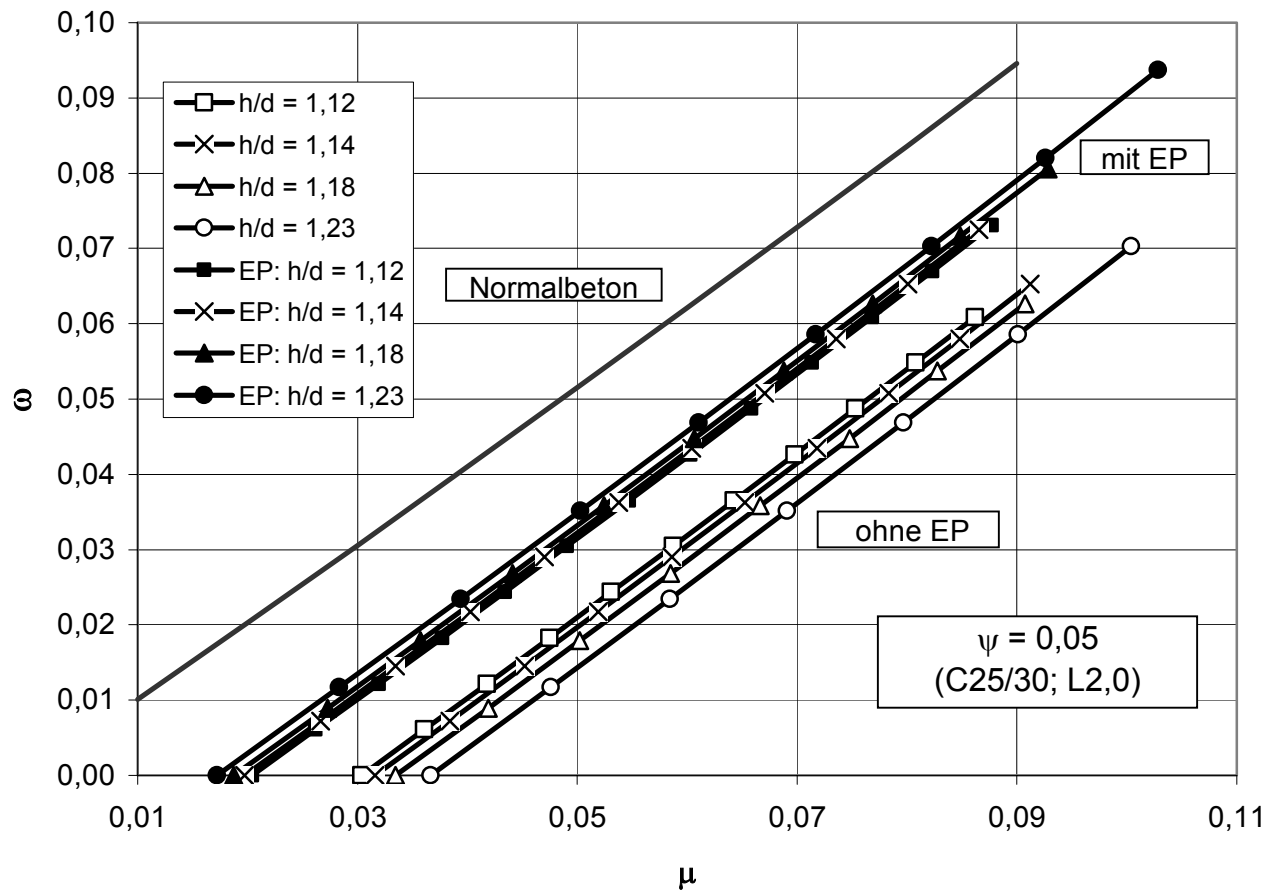


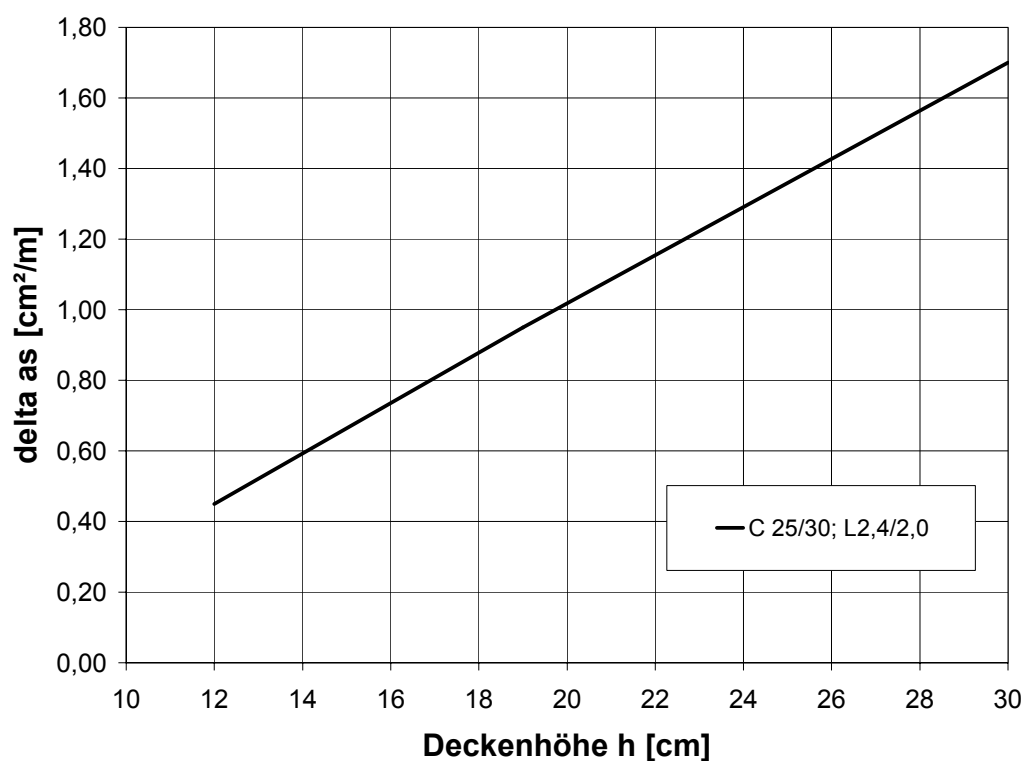
Bild 9-5: Bemessungsdiagramm mit dimensionslosen Beiwerten für biegebeanspruchte Decken mit und ohne Elementplatte (EP) für ein Verhältnis von  $\psi = 0,05$  (Stahlfaserbeton C25/30; L2,4/ 2,0) und unterschiedlichen  $h/d$ -Verhältnissen

$$\psi = \frac{f_{II}^f}{f_{cR}} = \frac{f_{cflk}^f \cdot \beta_u \cdot \kappa_b}{0,85 \cdot \alpha \cdot f_{ck}} = \frac{2,0 \cdot 0,37 \cdot 1,25}{0,85 \cdot 0,85 \cdot 25} = \frac{0,925}{18,06} = 0,05 \quad (\text{Gl. 9-22})$$

In Bild 9-5 sind beispielhaft für  $\psi = f_{II}^f/f_{cR} = 0,05$  (ermittelt nach

(Gl. 9-22)) für einen Stahlfaserbeton C25/30; L2,4/2,0) und unterschiedliche  $h/d$ -Verhältnisse die Werte  $\omega$  für Decken mit und ohne Elementplatten (EP) dargestellt.. Dem gegenübergestellt sind auch die  $\omega$ -Werte für eine herkömmliche Betonstahlbewehrung ohne Stahlfaserbeton. Es ist zu erkennen, dass Decken mit Elementplatten einen höheren mechanischen Bewehrungsgrad aufweisen als Decken ohne Elementplatten. Mit größerem  $h/d$ -Verhältnis, also kleineren Deckenhöhen steigt auch bei Deckensystemen mit Elementplatte die erforderliche Betonstahlbewehrung, da die Höhe der Elementplatte im Verhältnis zur Deckenhöhe im Vergleich zu dickeren Deckensystemen größer ist. Der Anteil des mitwirkenden Stahlfaserbetons oberhalb der Elementplatte ist dann verhältnismäßig kleiner.

Bild 9-6 zeigt eine Auswertung des Bemessungsdiagramms für eine Decke mit Stahlfaserbeton im Vergleich zu einer Decke ohne Stahlfaserbeton. Aus dem dargestellten Diagramm kann entnommen werden, wie hoch die Reduzierung  $\Delta a_s$  [cm<sup>2</sup>/m] der statisch erforderlichen Betonstahlbewehrung im Feld durch die zusätzliche Faserwirkung in der Zugzone oberhalb der Elementplatte in Abhängigkeit der Deckenhöhe  $h$  ist.



**Bild 9-6:** Reduzierung  $\Delta a_s$  [cm<sup>2</sup>/m] der statisch erforderlichen Betonstahlbewehrung im Feld durch die zusätzliche Faserwirkung in der Zugzone oberhalb der Elementplatte in Abhängigkeit von der Deckenhöhe  $h$

### 9.3 Bemessungshilfsmittel für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit (ULS)

Die Tragfähigkeit für Querkraft wird durch verschiedene Versagensmechanismen begrenzt. Der Nachweis nach DIN 1045-1 basiert auf einem stark vereinfachten Fachwerkmodell, welches hier nicht weiter erläutert wird. Nachgewiesen werden muss die Druckstrebenkraft  $V_{Rd,max}$  (Betontragfähigkeit) und die Zugstrebenkraft  $V_{Rd,sy}$  (Tragfähigkeit der Schubbewehrung). Bei Platten darf auf Schubbewehrung verzichtet werden, wenn die einwirkende Querkraft  $V_{Ed}$  die aufnehmbare Querkraft  $V_{Rd,ct}$  nicht überschreitet.

#### 9.3.1 Nachweis der Zugstrebe

In Kapitel 8.3.2 werden aufbauend auf Kapitel 4.6.3 die einzelnen Komponenten der Querkrafttragfähigkeit der EMSO-Decke erläutert. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit (Zugstrebe) kann dann erfolgen über:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}^f = V_{Rd,ct} + V_{Rd,cf} + V_{Rd,sy} \quad (\text{Gl. 9-23})$$

Im folgenden Ablaufdiagramm (Bild 9-7) sind die einzelnen Schritte zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit dargestellt:

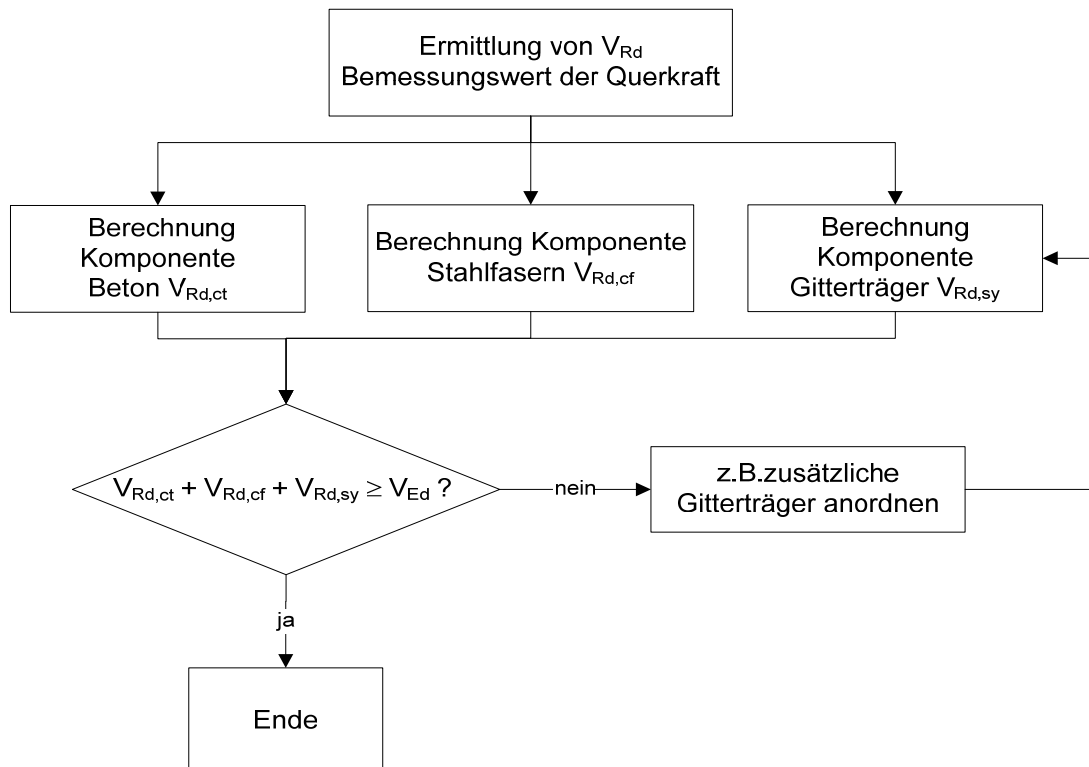


Bild 9-7: Ablaufdiagramm zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit der EMSO-Decke (Nachweis der Zugstrebe)

Die einzelnen Komponenten können mit Hilfe der in Kapitel 8.3.2 bereits dargestellten Formeln (hier aufgeführt mit (Gl. 9-24), (Gl. 9-25) und (Gl. 9-26)) ermittelt werden. Für die Festigkeiten werden die Bemessungsgrößen der Materialien angesetzt:

- Betonkomponente: (Gl. 9-24)

$$V_{Rd,ct} = [0,10 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d$$

- Stahlfaserbetonkomponente: (Gl. 9-25)

$$V_{Rd,cf} = 0,7 \cdot \kappa_f \cdot \kappa \cdot \tau_{fd} \cdot b_w \cdot d$$

- Gitterträgerkomponente: (Gl. 9-26)

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

Die aufnehmbare Querkraftkomponente des Betons  $V_{Rd,ct}$  der EMSO-Decke wird im Bereich von Zwischenunterstützungen, wie bereits in Kapitel 8.3.2 erläutert, rechnerisch zu Null ermittelt. Deshalb muss hier der Nachweis über die Stahlfaser- und Gitterträgerkomponenten erfolgen.

Tabelle 9-3 enthält eine Auswertung für die Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,cf}$  in Abhängigkeit der Deckenhöhe  $h$  der EMSO-Decke beispielhaft für einen C25/30 bei unterschiedlichen Leistungsklassen.

*Tabelle 9-3: Rechnerisch ermittelte Querkraftkomponente  $V_{Rd,cf}$  für einen C25/30 bei unterschiedlichen Leistungsklassen des Stahlfaserbetons*

Höhe Decke	Höhe SFB	Leistungsklasse Verformungsbereich II			
		L1,6	L2,0	L2,4	L2,8
h [m]	$h_{SFB}$ [m]	$V_{Rd,cf}$ [kN/m]	$V_{Rd,cf}$ [kN/m]	$V_{Rd,cf}$ [kN/m]	$V_{Rd,cf}$ [kN/m]
0,12	0,07	18,28	22,84	27,41	31,98
0,13	0,08	20,89	26,11	31,33	36,55
0,14	0,09	23,50	29,37	35,24	41,12
0,15	0,10	26,11	32,63	39,16	45,69
0,16	0,11	28,72	35,90	43,08	50,26
0,17	0,12	31,33	39,16	46,99	54,83
0,18	0,13	33,94	42,42	50,91	59,39
0,19	0,14	36,55	45,69	54,83	63,96
0,20	0,15	39,16	48,95	58,74	68,53
0,21	0,16	41,77	52,21	62,66	73,10
0,22	0,17	44,38	55,48	66,57	77,67
0,23	0,18	46,99	58,74	70,49	82,24
0,24	0,19	49,60	62,00	74,41	86,81
0,25	0,20	52,21	65,27	78,32	91,38
0,26	0,21	54,16	67,71	81,25	94,79
0,27	0,22	56,10	70,12	84,15	98,17
0,28	0,23	58,02	72,53	87,03	101,54
0,29	0,24	59,93	74,91	89,89	104,87
0,30	0,25	61,82	77,28	92,73	108,19

Tabelle 9-4 enthält die Querkraftkomponente der Gitterträger  $V_{Rd,sy}$  für unterschiedliche Deckenhöhen  $h$ . Angesetzt wird für die Diagonalen eine Bewehrung von  $2 \phi 6$  mit einem Abstand  $s = 0,20 \text{ m}$  und  $a_{sw} = 0,906 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

*Tabelle 9-4: Rechnerisch ermittelte Querkraftkomponente der Gitterträger*

$h$ [m]	$a_{sw}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$s$ [m]	$z$ [m]	$\alpha$ [°]	$V_{Rd,sy}$ [kN/m]
0,12	0,906	0,20	0,086	38,66	25,79
0,13	0,906	0,20	0,095	41,99	28,79
0,14	0,906	0,20	0,104	45,00	31,73
0,15	0,906	0,20	0,113	47,73	34,60
0,16	0,906	0,20	0,122	50,19	37,40
0,17	0,906	0,20	0,131	52,43	40,14
0,18	0,906	0,20	0,140	54,46	42,82
0,19	0,906	0,20	0,149	56,31	45,45
0,20	0,906	0,20	0,158	57,99	48,03
0,21	0,906	0,20	0,167	59,53	50,57
0,22	0,906	0,20	0,176	60,95	53,07
0,23	0,906	0,20	0,185	62,24	55,54
0,24	0,906	0,20	0,194	63,43	57,98
0,25	0,906	0,20	0,203	64,54	60,39
0,26	0,906	0,20	0,212	65,56	62,78
0,27	0,906	0,20	0,221	66,50	65,14
0,28	0,906	0,20	0,230	67,38	67,49
0,29	0,906	0,20	0,239	68,20	69,82
0,30	0,906	0,20	0,248	68,96	72,13



Tabelle 9-5 enthält die Werte für die Gesamt-Querkrafttragfähigkeit der EMSO-Decke für einen Stahlfaserbeton C25/30 und unterschiedliche Deckenhöhen  $h$  mit den zuvor beschriebenen Gitterträgereigenschaften. Die hier ermittelten Werte können zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nach (Gl. 9-23) verwendet werden.

*Tabelle 9-5: Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,ct}^f$  der EMSO-Decke für einen C25/30*

Höhe Decke  $h$ [m]	Leistungsklasse Verformungsbereich II			
	L1,6	L2,0	L2,4	L2,8
	$V_{Rd,ct}^f$ [kN/m]	$V_{Rd,ct}^f$ [kN/m]	$V_{Rd,ct}^f$ [kN/m]	$V_{Rd,ct}^f$ [kN/m]
0,12	44,06	48,63	53,20	57,77
0,13	49,68	54,90	60,12	65,34
0,14	55,22	61,10	66,97	72,85
0,15	60,70	67,23	73,76	80,28
0,16	66,12	73,30	80,48	87,66
0,17	71,47	79,30	87,13	94,96
0,18	76,76	85,24	93,73	102,21
0,19	82,00	91,14	100,27	109,41
0,20	87,19	96,98	106,77	116,56
0,21	92,34	102,79	113,23	123,67
0,22	97,45	108,55	119,65	130,74
0,23	102,53	114,28	126,03	137,78
0,24	107,58	119,98	132,38	144,78
0,25	112,60	125,66	138,71	151,76
0,26	116,94	130,48	144,02	157,56
0,27	121,24	135,27	149,29	163,32
0,28	125,51	140,01	154,52	169,02
0,29	129,75	144,73	159,71	174,69
0,30	133,95	149,41	164,87	180,32

### 9.3.2 Nachweis der Druckstrebe

Der Nachweis der Druckstrebe erfolgt analog zu DIN 1045-1 mit:

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (\text{Gl. 9-27})$$

$$\alpha_c = 0,75 \cdot \eta_1 \quad \text{mit } \eta_1 = 1,0 \text{ für Normalbeton}$$

$b_w$  kleinste Querschnittsbreite

$\theta$  Winkel der Druckstrebenneigung

$\alpha$  Winkel der Querkraftbewehrung

$z$  innerer Hebelarm

## 9.4 Nachweis der Mindestbewehrung

DIN 1045-1 sieht in Abschnitt 13.1.1 eine Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens vor. Es soll sichergestellt werden, dass Bauteile bei Rissbildung nicht ohne Vorankündigung versagen. Die Mindestbewehrung ist demnach so zu dimensionieren, dass in allen Querschnitten das Rissmoment bei Erstrissbildung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ohne Überschreiten der Streckgrenze des Betonstahls aufgenommen werden kann und kein schlagartiges Versagen eintritt (Gl. 2-1 in Kapitel 2.3.2). Die auftretenden Zugkräfte müssen nach Aufreißen des Querschnitts auf den Betonstahl umgelagert werden. Alternativ ist hier auch ein Nachweis über das Gesamtsystem bzw. die Systemtragfähigkeit möglich [Zilc2]. Nach der DAfStb-Richtlinie [DAfStb1] kann demnach auf die Mindestbewehrung verzichtet werden, wenn nach Erstrissbildung die Systemtragfähigkeit nachgewiesen werden kann. Die Versuche haben gezeigt, dass die EMSO-Decke ein duktiles, zähes Verhalten zeigt und ein Bruch ohne Vorankündigung nicht zu erwarten ist, da Momentenumlagerungen im System möglich sind. In der Bemessung wird dies berücksichtigt, indem die Reststandsicherheit im Feld durch den Nachweis über den Systemwiderstand  $\gamma_R$  (vgl. hierzu Kapitel 6.5.3) eingehalten wird.

## 9.5 Nachweis der Scheibenwirkung

### 9.5.1 Ringankerausbildung

Wenn eine Scheibenwirkung zur Sicherung der Gesamtstabilität erforderlich ist, muss gemäß DIN 1045-1, 13.12.2, ein umlaufender Ringanker angeordnet werden. Der Ringanker sollte eine Zugkraft von

$$F_{Ed} = 10 \cdot l_{eff,i} \text{ kN} \leq 70 \text{ kN (} l_{eff,i} \text{ in m)}$$

aufnehmen können.

Gemäß Heft 525 des DAfStb [DAfStb2] darf die in der Decke erforderliche Bewehrung auf die Ringankerbewehrung angerechnet werden. Die Anrechenbarkeit dieser Bewehrungen sollte auf einen Bereich von etwa 1,5 m Breite begrenzt werden.

Bei der kleinsten vorgesehenen Plattendicke für die EMSO-Decke von 12 cm beträgt die Dicke der Stahlfaser-Aufbetonschicht  $h_{SFB} = 0,12 - 0,05 = 0,07 \text{ m}$ . Der Randbereich einer Decke mit Geometrie gem. Bild 9-8 kann als Ringanker mit einer aufnehmbaren Zugkraft von

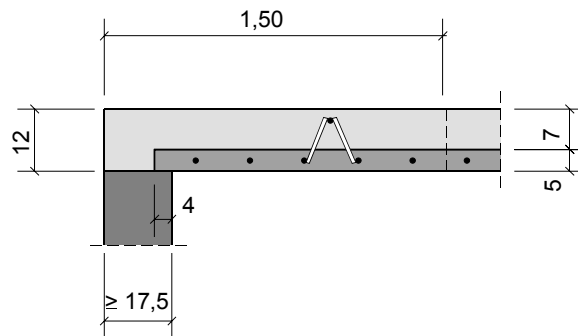
$$F_{d,tie} = (1,50 \cdot 0,07 + 0,135 \cdot 0,05) \cdot f_{ctd,u} \quad (\text{Gl. 9-28})$$

wirken. Für einen Stahlfaserbeton mit der Leistungsklasse L1,6 im Verformungsbereich II ergibt sich für

$$f_{ctd,u} = f_{ctk} \cdot \kappa_B \cdot \beta_u = 1,6 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,25 \cdot 0,37 = 0,74 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{d,tie} = (1,50 \cdot 0,07 + 0,135 \cdot 0,05) \cdot 0,74 = 82,7 \text{ kN} > 70 \text{ kN}.$$

Für dickere Platten bzw. höhere Leistungsklassen werden die Verhältnisse günstiger.

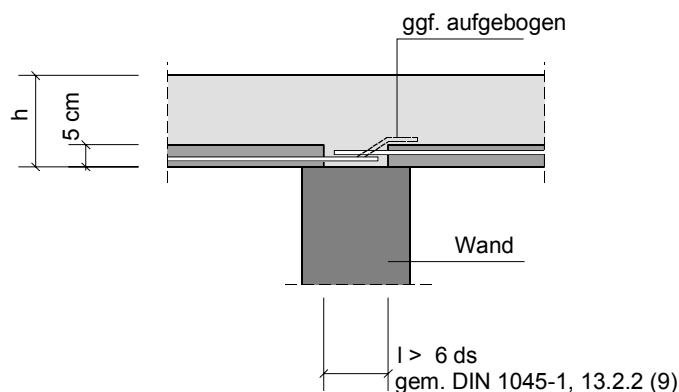


*Bild 9-8: Randbereich einer auf Mauerwerk gelagerten 12 cm dicken Decke*

Bei gestützten Plattenrändern kann der Stahlfaserbeton also die gem. DIN 1045-1 geforderte Ringankerwirkung erbringen. Bei nicht gestützten Plattenrändern wird die Fasertragwirkung bereits für die Aufnahme der Biegemomente benötigt. In diesen Fällen sollte Zulagebewehrung mit einer aufnehmbaren Zugkraft von 70 kN angeordnet werden.

### 9.5.2 Nachweis der Tragfähigkeit innenliegender Zuganker

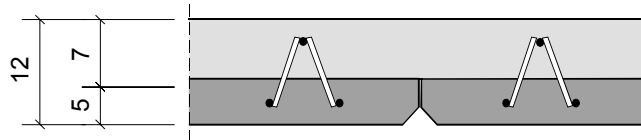
DIN 1045-1, 13.12.3, fordert für Decken innenliegende Zuganker, in jeder Richtung wirksam für  $F_{Ed} = 20 \text{ kN/m}$ .



*Bild 9-9: Teilquerschnitt einer Decke im Bereich der Zwischenunterstützung (Schnitt in Spannrichtung)*

In Spannrichtung der Platten kann über den Zwischenunterstützungen die bis über das Auflager geführte Biegezugbewehrung (gestoßen durch Übergreifung und den Stahlfaserbeton) diese Zugkraft übertragen. Für Stahlfaserbeton mit der Leistungs-klasse L1,6 ergibt sich im Verformungsbereich II ( $f_{II} = 0,74 \text{ N/mm}^2$ ) exemplarisch:

$$F_{Ed} = 0,05 \cdot 0,74 = 0,037 \text{ MN/m} = 37,0 \text{ kN/m} > 20,0 \text{ kN/m}$$



*Bild 9-10: Teilquerschnitt einer Deckenplatte, Stoßbereich zweier Elementplatten (Schnitt quer zur Spannrichtung)*

Quer zur Spannrichtung beträgt bei geringsten Deckenhöhen von  $h = 0,12 \text{ m}$  die Dicke des Stahlfaser-Aufbetons  $0,07 \text{ m}$  (siehe Bild 9-10). Die aufnehmbare Zugkraft beträgt

$$F_{Ed,tie} = 0,07 \cdot 0,74 = 0,052 \text{ MN/m} = 52,0 \text{ kN/m} > 20 \text{ kN/m}$$

Bei dickeren Platten steigt die aufnehmbare Zugkraft entsprechend an.

## 9.6 Querverteilung von Lasten

Die vorgefertigten Elementplatten, ergänzt durch die statisch wirksame Ortbeton-schicht, tragen bei diesem Deckensystem als einachsig gespannte, über den Innen-stützungen durchlaufende Platten. Die Querdehnung des Betons darf gem. DIN 1045-1, 9.1.3 (3), zu Null angenommen werden. Damit wird (bei gleichmäßig verteil-ten Lasten) rechnerisch auch die erforderliche Querbewehrung zu Null. Die auch in DIN 1045-1, 13.3.2 (2), geforderte Querbewehrung von 20 % der Hauptbewehrung ist in den Platten jedoch anzuordnen, u.a. da die gleichmäßig verteilt angenomme-nen Lasten nicht wirklich auftreten, sondern nur Ersatzlasten darstellen.

Zwischen den Fertigteilen einer Deckenplatte, hier den Elementplatten mit Aufbeton, sind zur Querverteilung der Lasten zwischen nebeneinander liegenden Deckenteilen geeignete Verbindungen zur Querkraftübertragung anzuordnen, vgl. DIN 1045-1, 13.4.2. Dort ausdrücklich genannt sind:

- ausbetonierte oder ausgegossene Fugen und
- bewehrter Aufbeton.

Der Nachweis darf durch eine zutreffende Berechnung oder durch Versuche geführt werden. In den Versuchen der Reihe D wurde nachgewiesen, dass bei 0,12 m dicken Platten von einer neben der Elementfuge angreifenden Last von 121,5 kN (VK D12/1) bzw. 131,2 kN (VK D12/2) ca. der halbe Lastanteil über die Fuge übertragen wurde.

Bei den Versuchen war nicht die übertragbare Querkraft im Fugenbereich, sondern die Biegetragfähigkeit maßgebend, wie auch schon in Kapitel 7.8 erläutert wurde.

Rechnerisch lässt sich die Querkrafttragfähigkeit der EMSO-Decke wie in Kapitel 9.3 dargestellt ermitteln. Der Stahlfasertraganteil  $V_{Rd,cf}$  (übertragbare Scherkraft zwischen zwei Elementplatten) kann aus Tabelle 9-3 entnommen werden. Für die geringste vorgesehene Deckenhöhe von 0,12 m und der Leistungsklasse L1,6 beträgt  $V_{Rd,cf} = 18,28 \text{ kN/m}$ .

Die Elementplatten sind max. 2,50 m breit. Die veränderliche Last bei Wohnhausdecken (aus Nutzlast und Leichtwandzuschlag) im Grenzzustand der Tragfähigkeit beträgt max.  $\gamma \cdot q = 1,5 (2,0 + 1,25) = 4,88 \text{ kN/m}^2$ .

Allein die Fasertragfähigkeit ermöglicht es, die veränderlichen Lasten bei einer Einflussbreite von  $18,28/4,88 = 3,75 \text{ m}$ , als größere maximale Breite der Elementplatten, über die Fugen zu übertragen. Bei größerer Plattendicke (als 0,12 m) steigen die Werte entsprechend an.

Nach den Ausführungen in Kapitel 8.3 (Gl. 9-24) berechnet sich die Querkraftkomponente des Betons  $V_{Rd,ct}$  nach DIN 1045-1 zu Null, da der Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$  Null beträgt:

$$V_{Rd,ct} = [0,10 \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Gl. 9-29})$$

Der EC 2 T.1-1, 4.3.2.3 wählt einen anderen Ansatz für die Querkraftkomponente des Betons, indem die tatsächlich vorhandenen Komponenten der Querkrafttragfä-

higkeit (wie auch in Bild 4-20 und Bild 8-12 dargestellt) rechnerisch durch Addition erfasst werden:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Gl. 9-30})$$

Hierin sind:

$$\tau_{Rd} = 0,26 \text{ N/mm}^2 \text{ für einen C25/30}$$

$$k = 1,6 - d; \quad k \geq 1, \text{ wenn weniger als 50 \% der Feldbewehrung gestaffelt ist.}$$

Wegen nicht vorhandener Bewehrung wird  $k = 1$  gesetzt. Als wirksame Höhe wird die Höhe des Stahlfaserbetons  $h_{SFB}$  angesetzt. Für eine Deckenhöhe von 12 cm und einer Stahlfaserbetonhöhe von  $h_{SFB} = 7$  cm in der Festigkeitsklasse C25/30 ergibt sich für den Traganteil  $V_{Rd1}$ :

$$V_{Rd1} = 0,26 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,07 \cdot 1000 = 21,84 \text{ kN/m}$$

Tabelle 9-6 gibt den Betontraganteil der Querkraft  $V_{Rd1}$  (Beton C25/30) für unterschiedliche Deckenhöhen nach EC 2 an.

*Tabelle 9-6: Über Fugen zwischen Elementplatten übertragbarer Betontraganteil der Querkraft  $V_{Rd1}$  (Beton C25/30) für unterschiedliche Deckenhöhen nach EC 2*

Deckenhöhe [m]	$h_{SFB}$ [m]	$V_{Rd1}$ [kN/m]
0,12	0,07	21,84
0,13	0,08	24,96
0,14	0,09	28,08
0,15	0,10	31,20
0,16	0,11	34,32
0,17	0,12	37,44
0,18	0,13	40,56
0,19	0,14	43,68
0,20	0,15	46,80
0,21	0,16	49,92
0,22	0,17	53,04
0,23	0,18	56,16
0,24	0,19	59,28
0,25	0,20	62,40
0,26	0,21	65,52
0,27	0,22	68,64
0,28	0,23	71,76
0,29	0,24	74,88
0,30	0,25	78,00

Nach den vorstehenden Berechnungen ergibt sich aus der Summe aus Beton- und Stahlfasertraganteil bei einer Deckenhöhe von  $h = 12 \text{ cm}$  für

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd,cf} = 21,84 + 18,28 = 40,12 \text{ kN/m.}$$

Um eine Last, wie in den Versuchen der Reihe D (vgl. Kapitel 7.8), über die Ortbetonschicht von

$$P = 116,75 / 2 = 58,38 \text{ kN}$$

zu übertragen, wird eine rechnerische Breite von

$$b_m = 58,38 / 40,12 = 1,46 \text{ m}$$

benötigt. Dies ist der  $1,46 / 0,07 = 20,8$ fache Wert der Dicke des Stahlfaser-Aufbetons. Da nur zwei Versuchswerte mit einer Plattendicke vorliegen, wird die mitwirkende Breite abgeschätzt zu  $b_m = 20 \cdot (h - 0,05) \text{ [m]}$ .

Ist diese mitwirkende Breite nicht ausreichend, um rechnerisch die Übertragung von Lastanteilen aus neben den Elementfugen angreifenden Einzellasten über die Fugen hinweg nachzuweisen, muss die Biegezugbewehrung der belasteten Elementplatte für die gesamte Einzellast bemessen. Alternativ ist eine Querbewehrung gem. DIN 1045, Bild 47 [DIN1045] anzuordnen.

## **9.7 Indirekte Lagerung der Deckenplatte an Zwischenunterstützungen**

Wie die Ergebnisse der Versuchsreihen A zeigten, bilden sich bei direkter Lagerung der Deckenplatte an Zwischenunterstützungen mindestens zwei Biegerisse (Lage etwa 3 cm neben Wandanschnitt) aus. Wie in Kapitel 7.5 gezeigt wurde, erreichen bei wirklichkeitsnahen Ansatz der Verteilung der Auflagerpressungen (dreiecksförmig, Spitzenwert jeweils am Rand des Auflagers) die Stützmomente wenige Zentimeter hinter dem Auflagerrand (= Wandanschnitt) die Maximalwerte. Hier ist daher auch die Erstrissbildung zu erwarten.

Bei indirekter Auflagerung kann nicht vorausgesetzt werden, dass sich die günstige Auflagerpressung mit Spitzenwerten am Auflagerrand einstellt. Versuche an Durchlaufsystemen dieser Deckenbauart mit indirekter Lagerung wurden bisher nicht durchgeführt. Es muss im ungünstigsten Fall davon ausgegangen werden, dass sich im Stützmomentenbereich bei indirekter Lagerung nur ein Biegeriss (statt mindestens zwei Risse bei direkter Lagerung) ausbildet. Die sich aus Berechnung der Rissbreite ergebenden Werte zweier Felder sind daher bei indirekter Lagerung an der Zwischen-

unterstützung zu addieren und den zulässigen Werten gegenüber zu stellen. Überschreiten die so ermittelten Rissbreiten die zulässigen Werte, ist in der Zugzone im Bereich der Stützmomente an der Stützung mit indirekter Lagerung eine Zusatzbewehrung aus Betonstahl anzuordnen, die eine Begrenzung der Rissbreite auf zulässige Werte sicherstellt.

## 9.8 Bemessungskonzept für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sollen vor allem die Anforderungen hinsichtlich zulässiger Verformungen und Rissbreitenbegrenzung sichergestellt werden. Eine genaue Ermittlung der wahrscheinlichen Verformungen und Rissbreiten von Stahl- bzw. Stahlfaserbeton ist von vielen Parametern abhängig und macht eine rechnerische Ermittlung auch recht aufwändig.

*Tabelle 9-7: Einflussparameter für die Ermittlung der Gebrauchseigenschaften der die EMSO-Decke*

System	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Spannweite DLT</li> <li>• Endfeld</li> <li>• Mittelfeld</li> </ul>
Querschnitt	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Deckenhöhe</li> </ul>
Belastung	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Größe, Kombinationsbeiwert</li> <li>• zeitlicher Verlauf</li> <li>• Herstellung mit/ohne Hilfsstützen</li> <li>• LF: mit/ohne Trennwände</li> </ul>
Herstellung	<ul style="list-style-type: none"> <li>• mit Hilfsstützen</li> <li>• ohne Hilfsstützen: z.B. „Montaquick“</li> </ul>
Baustoffe	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Betonfestigkeitsklasse</li> <li>• Leistungsklasse SFB</li> <li>• Betonstahl</li> </ul>
Steifigkeiten	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Zustand I/ Zustand II/II<sub>m</sub></li> </ul>
Zeiteinflüsse	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>t = 0</math> und <math>t \geq \infty</math>: Kriechen und Schwinden</li> </ul>



Die Gebrauchseigenschaften entwickeln sich zeitabhängig und werden von den geometrischen Bedingungen, den Materialeigenschaften, der Belastung sowie den Umgebungsbedingungen beeinflusst (Tabelle 9-7).

Die einzelnen Parameter beeinflussen sich zum Teil gegenseitig und streuen, d.h. dass die wahrscheinlich auftretenden Verformungen bzw. Rissbreiten grundsätzlich nur näherungsweise ermittelt werden können. Deshalb hat es sich in der Bemessungspraxis durchgesetzt, statt komplizierter Durchbiegungsberechnungen den vereinfachten Nachweis der Biegeschlankheit zu führen. Da für die EMSO-Decke die Gebrauchseigenschaften bemessungsbestimmend sein können, wird im vorliegenden Kapitel ein Berechnungsansatz vorgestellt, bei dem über den vereinfachten Nachweis der Biegeschlankheit die zulässigen Werte der Verformungen und der Rissbreiten eingehalten werden.

Für die Ermittlung der Biegeschlankheiten wird eine Parameterstudie durchgeführt, durch die iterativ für unterschiedliche Stützweiten die Deckenhöhe ermittelt wird, bei der gerade noch die zulässigen Grenzwerte eingehalten werden. Als Grenzwerte für die EMSO-Decke sollen die Werte herangezogen werden, die in der derzeit gültigen Norm für Stahlbeton [DIN 1045-1] bzw. in der Richtlinie für Stahlfaserbeton [DAfStb1] festgelegt worden sind.

### **9.8.1 Begrenzung der Verformungen**

Als Richtwert der zulässigen Verformung wird zur Begrenzung des Bauteildurchhangs für Deckenplatten des üblichen Hochbaus  $f = l/250$  angesetzt, wenn das Erscheinungsbild und die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks nicht beeinträchtigt werden. Wenn Schäden an angrenzenden Bauteilen (z.B. leichte „Trennwände“) dauerhaft vermieden werden sollen, wird der Wert auf  $f = l/500$  begrenzt.

Der Durchhang wird nach DIN 1045-1 definiert als vertikale Bauteilverformung, bezogen auf die Verbindungslinie der Unterstützungspunkte. Dagegen wird die Durchbiegung als vertikale Bauteilverformung, bezogen auf die Systemlinie des Bauteils, definiert. Das heißt, dass bei einer Schalungsüberhöhung die Durchbiegung auf die überhöhte Lage bezogen wird. Dieser Zusammenhang ist in Bild 9-10 dargestellt.

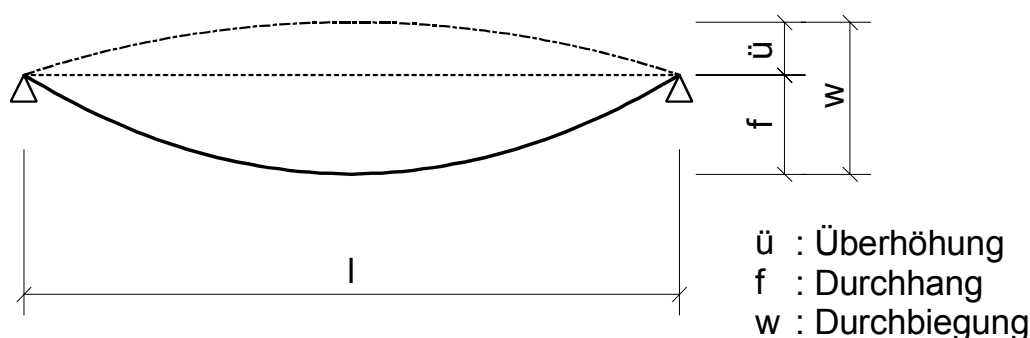


Bild 9-11: Definition der Verformungen

Die oben genannten Grenzwerte werden als relativ zuverlässig zur Vermeidung von Schäden angesehen. Sie basieren im Wesentlichen auf den Untersuchungen von Schadensfällen durch *Mayer* und *Rüsch* [Maye1].

Aus den Verformungsbegrenzungen ergeben sich für Deckenplatten für die statische Höhe  $d$  folgende Biegeschlankheitskriterien:

Tabelle 9-8: Biegeschlankheitskriterien für Deckenplatten nach DIN 1045-1

Anforderung	Statische Höhe $d$	
$f_{\max} = l_{\text{eff}} / 250$ :	erf. $d \geq l_i / 35$	(Gl. 9-31)
$f_{\max} = l_{\text{eff}} / 500$ :	erf. $d \geq l_i^2 / 150$	(Gl. 9-32)

Ersatzstützweite  $l_i = \alpha_i \cdot l_{\text{eff}}$        $\alpha_i$  = Einspanngrad

Mehrere Untersuchungen, wie z.B. in [Krüg1] und [Zilc2] und auch in Heft 525 des DAfStb [DAfStb2] beschrieben, weisen jedoch nach, dass die Anforderungen an die Verformungsbegrenzung durch die oben genannten Werte nicht immer gewährleistet sind und die erforderliche Bauteilhöhe teilweise unterschätzt wird. So stellen *Krüger* und *Mertzsch* in [Krüg1] einen modifizierten Nachweis der Biegeschlankheit für die Vordimensionierung der erforderlichen Bauteilhöhe vor. Der Nachweis der Biegeschlankheit wird getrennt für Platten und Balken durchgeführt, da Platten aufgrund ihrer Beanspruchung eine geringere Rissbildung aufweisen als Balkentragwerke. Für plattenartige Bauteile wird von Grenzwerten der Verkehrslast und für balkenartige Bauteile von Bewehrungsgrenzwerten ausgegangen. Die danach erforderliche statische Nutzhöhe gibt Tabelle 9-9 für einachsige Platten an. Diese Werte sollen im Rahmen der weiteren Berechnungen für eine erste Näherung herangezogen werden.

Tabelle 9-9: Begrenzung der Biegeschlankheit nach [Krüg1]

erf. $d = l_i / \lambda_i \cdot k_c$	$\lambda_i$	Grenزشلankheit für $f \leq l_{\text{eff}}/500$ : $l_i \leq 4,0 \text{ m}$ : $\lambda_i = 23$ $l_i \leq 7,0 \text{ m}$ : $\lambda_i = 17$ $l_i \leq 12,0 \text{ m}$ : $\lambda_i = 13$ Zwischenwerte können linear interpoliert werden	(Gl. 9-33)
	$l_i$	Ideelle Stützweite: $l_i = \alpha_i \cdot l_{\text{eff}}$	(Gl. 9-34)
	$k_c$	$= (f_{\text{ck0}}/f_{\text{ck}})^{1/6} \quad f_{\text{ck0}} = 20 \text{ N/mm}^2$	(Gl. 9-35)

### 9.8.2 Berücksichtigung des Herstellvorganges

Üblicherweise werden die Elementplatten im Montagezustand zusätzlich unterstützt (Joche im Feldbereich). Bei geringen Spannweiten oder Verwendung besonderer Gitterträger mit hoher Tragfähigkeit (z.B. Montaquick-Träger, vgl. Kapitel 2) kann auf Montageunterstützungen verzichtet werden.

Bei der EMSO-Decke beeinflusst der Herstellvorgang (mit oder ohne Montageunterstützungen) stark die Ergebnisse der Berechnung der Durchbiegungen und der Rissbreite im Bereich der Mittelstützungen. Der Herstellvorgang ist daher beim Nachweis zu berücksichtigen.

Werden die Elementplatten beim Betonieren des Aufbetons nicht unterstützt, kann der Frischbeton im Bereich der Mittelstützung der Auflagerverdrehung aus Durchbiegung der Elementplatte folgen. Das Eigengewicht der Deckenplatte (Elementplatte einschl. Aufbeton) kann daher zum Zeitpunkt  $t = 0$  keine Rissbildung im Stützbereich bewirken. Nach Erhärtung des Stahlfaser-Aufbetons bewirkt jedoch auch das Eigengewicht der Deckenplatte eine zusätzliche Auflagerverdrehung, da der Beton unter der Biegebeanspruchung kriecht. Nach der Erhärtung des Betons aufgebrachte Lasten bewirken sowohl eine Anfangsverformung als auch eine zusätzliche Verformung infolge Kriechen des Betons.

Bei Anordnung von Montageunterstützungen erhärtet der Stahlfaser-Aufbeton, ohne dass die Deckenplatte durch Biegemomente beansprucht wird. Diese müssen jedoch sofort nach Entfernen der Montageunterstützungen vom Gesamt-Querschnitt der

Deckenplatte aufgenommen werden. Hier bewirkt also auch schon zum Zeitpunkt  $t = 0$  das Eigengewicht der Deckenplatte Durchbiegungen, Auflagerverdrehungen und ggf. Rissbildung im Stützbereich.

Bei den nachfolgenden Berechnungen zur Ermittlung der Biegeschlankheit wird die Anordnung einer Montageunterstützung berücksichtigt. Dies wird im Vergleich zu einer Herstellung von Decken ohne Montageunterstützung zu größeren Deckenhöhen führen.

### **9.8.3 Begrenzung der Rissbreiten**

Bei Wohnhausdecken handelt es sich um Bauteile in Innenräumen mit normaler Luftfeuchte. Sie sind nach Tabelle 3 der DIN 1045-1 der Expositionsklasse XC1 zuzuordnen. Für die Begrenzung der Rissbreiten sieht die Tabelle 19 der DAfStb-Richtlinie [DAfStb1] bei Stahlfaserbetonteilen ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung die Anforderungsklasse F mit einem Rechenwert für die Begrenzung der Rissbreite von  $w_k = 0,4 \text{ mm}$  vor. Diese Werte können uneingeschränkt für die EMSO-Decke angesetzt werden.

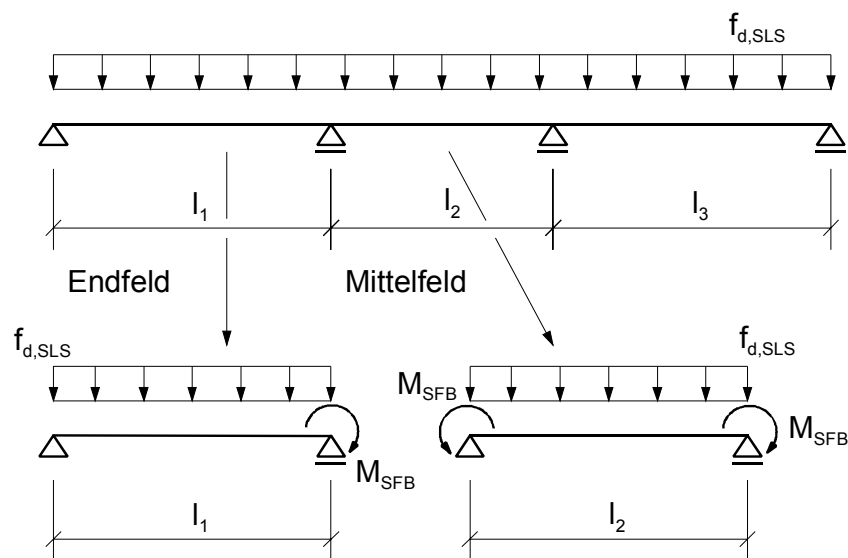
### **9.8.4 Ermittlung der Biegeschlankheit**

Für die Ermittlung der Biegeschlankheit werden Verformungsberechnungen an einachsigen gespannten Platten durchgeführt. Es wird wie folgt vorgegangen: In einer ersten Näherungsberechnung ist zunächst aus der Begrenzung der Biegeschlankheit nach Tabelle 9-9 die für die Stützweite  $l$  der Platte erforderliche Bauteilhöhe zu bestimmen. Es wird dann das bei dieser Bauteilhöhe aufnehmbare Biegemoment des Stahlfaserbetonquerschnitts  $M_{\text{SFB}}$  ermittelt. Unter Ansatz des Eigengewichts, der Ausbaulast und der Verkehrslast wird eine Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach Bild 9-1 durchgeführt und die erforderliche Bewehrung für den Feldquerschnitt ermittelt. Dabei wird vorausgesetzt, dass die untere Bewehrung ungestaffelt von Auflager zu Auflager geführt wird. Anschließend wird im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eine Verformungsberechnung mit Hilfe eines Stabwerkprogramms unter Langzeitbelastung ( $t \geq \infty$ ) durchgeführt. Ergebnisse der Verformungsberechnung sind die maximale Durchbiegung  $f$  im Feld und die Verdrehung  $\varphi$  am Auflager. Wie in Kapitel 8.4 hergeleitet, kann aus der Auflagerverdrehung die im Stützquerschnitt auftretende Rissbreite ermittelt werden. Die ermittelten Werte wer-

den mit den Grenzwerten verglichen. In weiteren Berechnungen wird iterativ die Stützweite ermittelt, an der einer der Grenzwerte maßgebend wird. Im Folgenden werden die einzelnen Schritte der Verformungsberechnung und die gewählten Ansätze näher beschrieben.

### Statisches System

Die Durchbiegungsberechnungen werden mit dem Stabwerksprogramm Stab2d [Stab2d] durchgeführt. Das Durchlaufträgersystem der einachsig gespannten Decke wird dabei unterteilt in eine Kette von Einfeldplatten und getrennt untersucht für Endfelder und Mittelfeld (Bild 9-12). Die Untersuchung erfolgt am Einfeldsystem, wobei die einspannende Wirkung des Stahlfaserbetons als äußeres Moment  $M_{\text{SFB}}$  angesetzt wird.



*Bild 9-12: Statische Systeme für die Verformungsberechnung*

### Einwirkungen und Steifigkeiten

Die Verformungsberechnungen erfolgen für die Einwirkungen  $f_{d,SLS}$  im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Die Höhe der Einwirkungen und die daraus resultierenden Beanspruchungen beeinflussen die Rissbildung und die Steifigkeitsverteilung entlang der Systemachse. Die Steifigkeitsverteilung erfolgt über Vergleich der vorhandenen Beanspruchung mit dem wirksamen Rissmoment.

Entscheidend für die rechnerische Größe des wirksamen Rissmomentes  $M_{cr}$  ist der Ansatz der wirksamen Zugfestigkeit. Die Zugfestigkeit hängt von der zeitlichen Entwicklung und dem Zeitpunkt der Belastung unter Dauerlast ab. So steigt die Betonzugfestigkeit zwar auch noch im Zeitraum nach 28 Tagen nach der Betonage noch deutlich an. Dieser Vorgang wird aber durch eine Belastung unter lang andauernden Lasten kompensiert [Krüg1]. Es ist aber nicht mit einer Reduzierung unter die 28-Tage-Zugfestigkeit zu rechnen, wenn die Erstbelastung unter Dauerlast nicht innerhalb der ersten 60 Tage erfolgt. *Krüger* und *Mertzsch* schlagen in [Krüg1] für Verformungsberechnungen, ausgehend von diesem Sachverhalt, den folgenden Berechnungsansatz vor. Die Bauteilrissbildung wird unter Ansatz der seltenen Einwirkungskombination ( $\psi_0 = 0,7$ ) mit  $f_{d,SLS} = g_{d,SLS} + q_{d,SLS,07}$  und der 28-Tage-Zugfestigkeit (Mittelwerte ohne Abminderung der Zugfestigkeit, Ansatz von  $f_{ctm}$ ) ermittelt. Die Verformungen unter Langzeitbeanspruchung werden dann mit der so bestimmten Steifigkeitsverteilung ermittelt. Als maßgebende Last wird die quasi-ständige Einwirkungskombination ( $\psi_2 = 0,3$ ) mit  $f_{d,SLS} = g_{d,SLS} + q_{d,SLS,03}$  angesetzt. Die Höhe und Anteile der ständigen und veränderlichen Einwirkungen sind dem Kapitel 6.6.2 zu entnehmen.

Dieser Ansatz wird auch für die Verformungsberechnungen der EMSO-Decke angewendet. Durch die so angesetzte Steifigkeitsverteilung kann auch eine mögliche Vorschädigung des Betons erfasst werden. Bild 9-13 zeigt die Einteilung in gerissene und ungerissene Bereiche mit der realen Biegesteifigkeitsverteilung  $EI_{real}$  und der für die Berechnung angesetzten Verteilung der idealen Biegesteifigkeiten  $EI_{ideal}$ .

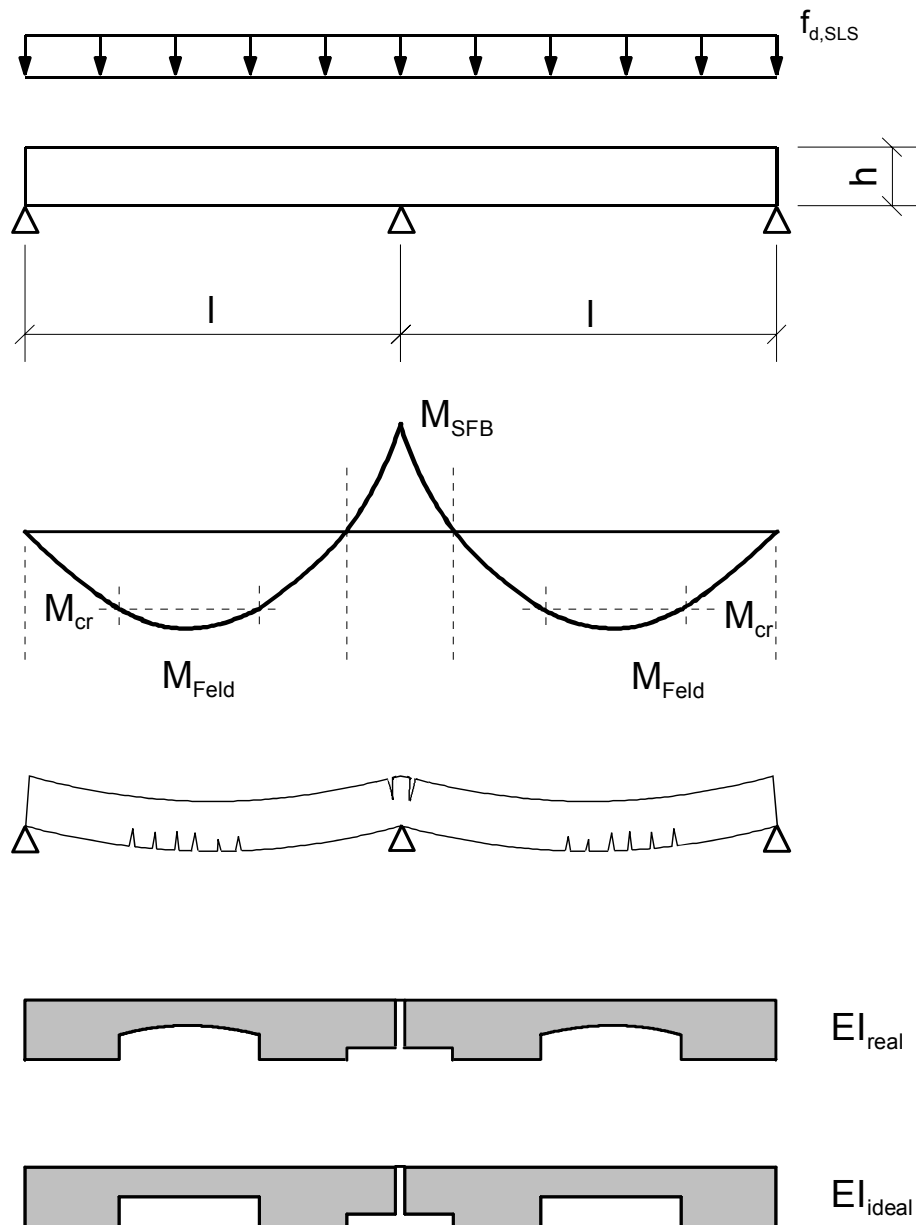


Bild 9-13: Einteilung des Systems in gerissene und ungerissene Bereiche

Für die Bestimmung der Steifigkeiten im Zustand I und II werden die Ansätze von *Litzner* [Litz1] als Grundlage herangezogen (Bild 9-14). Für die Bestimmung der Steifigkeit des Stützquerschnitts wird die Nachrisszugfestigkeit des Stahlfaserbetons in eine äquivalente Bewehrung  $a_{s,eq}$  umgerechnet.

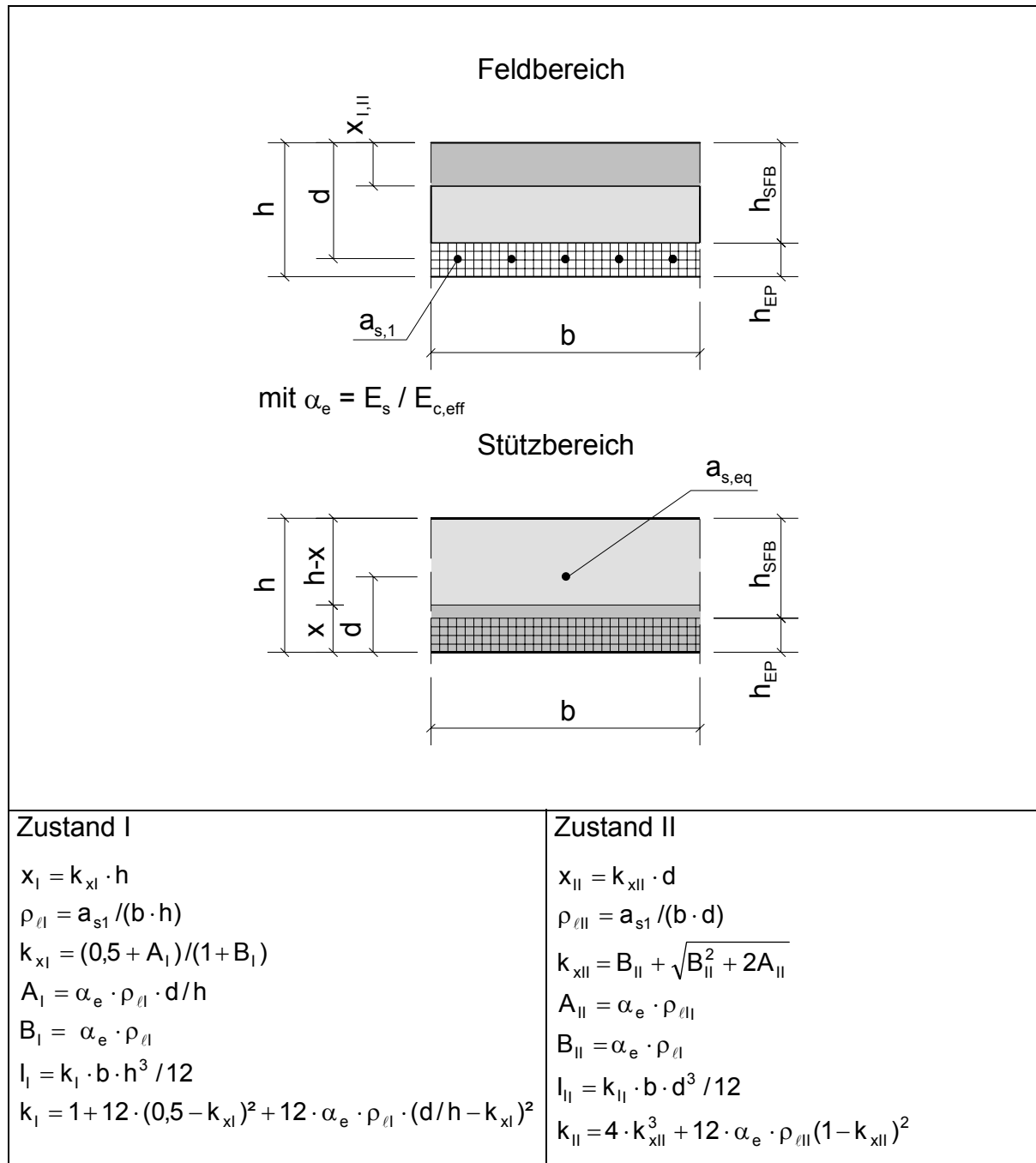


Bild 9-14: Ermittlung der Steifigkeiten im Zustand I und II für den Feld- und Stützquerschnitt

### Mitwirkung des Betons auf Zug (Tension Stiffening)

Bei der Ermittlung der Biegesteifigkeiten im gerissenen Zustand wird die Mitwirkung des Betons auf Zug über den Riss-Verteilungsbeiwert  $\zeta$  berücksichtigt. Die Höhe dieses Beiwertes ist abhängig vom Verhältnis des vorhandenen Momentes  $M$  zum Rissmoment  $M_{cr}$ . König gibt in [Köni1] einen Ansatz für den Verteilungsbeiwert in Ab-



hängigkeit vom Momentenverlauf an. Für einen parabelförmigen Momentenverlauf ermittelt sich demnach der Verteilungsbeiwert  $\zeta$  nach (Gl. 9-36).

$$\zeta = \sqrt{1 - \frac{M_{cr}}{M}} \quad (\text{Gl. 9-36})$$

Für überwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile berücksichtigt der EC 2 in Gleichung (A 4.1) die Mitwirkung des Betons auf Zug folgendermaßen:

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I \quad (\text{Gl. 9-37})$$

mit

$\alpha$ : Verformungsbeiwert (kann eine Dehnung, Durchbiegung, Krümmung oder Verdrehung sein)

$\alpha_{I,II}$ : entsprechende Werte des Verformungsbeiwerts für den ungerissenen bzw. voll gerissenen Zustand

Bezeichnen  $E_I$  und  $E_{II}$  die Biegesteifigkeiten eines Querschnitts in den Zuständen I und II, ergibt sich die (theoretische) mittlere Biegesteifigkeit  $E_{IIm}$  danach zu:

$$E_{IIm} = \frac{1}{\frac{1}{E_{II}} \cdot \zeta + \frac{1}{E_I} \cdot (1 - \zeta)} \quad (\text{Gl. 9-38})$$

### Kriechen

Die zeit- und lastabhängigen Verformungen des Betons werden als Kriechen bezeichnet. Es wird darunter die zeitliche Zunahme der durch eine äußere Belastung ausgelösten Dehnung unter einer konstanten Dauerlast verstanden. Abgezogen wird der Anteil aus der elastischen lastunabhängigen Dehnung.

Der Einfluss des Kriechens auf das zeitabhängige Verformungsverhalten kann durch die Berücksichtigung eines wirksamen E-Moduls  $E_{c,eff}$  berücksichtigt werden.

Gemäß [Rüsc1] ist der Einfluss des Kriechens in den Zuständen I und II gesondert zu berücksichtigen. Der Beiwert  $k_\varphi$  erfasst den Einfluss der Bewehrung und der Betonalterung. Er kann Werte zwischen  $k_\varphi = 0,6$  und  $k_\varphi = 0,9$  erreichen. *Krüger* und *Mertzsch* haben in [Krüg2] den Einfluss von  $k_\varphi$  auf das Verformungsverhalten untersucht. Rechnerisch ermittelte Durchbiegungen wurden Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Es zeigte sich eine gute Übereinstimmung mit den Berechnungsergeb-

nissen unter Ansatz von  $k_\varphi = 0,8$ . Dieser Wert wird für die durchzuführenden Verformungsberechnungen angesetzt.

Zustand I: 
$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} \quad (\text{Gl. 9-39})$$

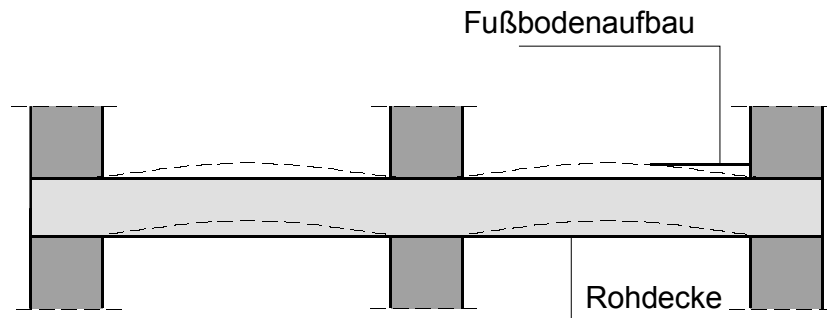
Zustand II: 
$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + k_\varphi \cdot \varphi} \quad (\text{Gl. 9-40})$$

Die Endkriechzahl  $\varphi$  wird nach EC 2, Tab 3.3, [EC 2] ermittelt. In Abhängigkeit von der wirksamen Bauteilhöhe ( $2 A_c/u$ ), dem Alter bei Belastungsbeginn ( $t_0 = 28$  Tage) und den Umgebungsbedingungen (trockene Lagerung für Innenräume, RH = 50%) kann aus Tabelle 3.3 des EC2 die Endkriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)$  für Normalbeton ermittelt werden. Für die Wohnhausdecke ergeben sich in Abhängigkeit von den unterschiedlichen Deckenhöhen (12 cm bis 30 cm) Kriechzahlen von  $\varphi(\infty, t_0) = 2,55$  bis 2,41. Für die weiteren Verformungsberechnungen wird vereinfachend eine mittlere Kriechzahl von  $\varphi(\infty, t_0) = 2,5$  angesetzt, die einer Deckenhöhe von  $h = 18$  cm entspricht. Die Ermittlung der Endkriechzahl  $\varphi(\infty, t_0)$  nach DIN 1045-1 erfolgt analog.

### Schwinden

Schwinden ist die lastunabhängige Verformung durch Wasserverlust beim Austrocknen. Es kommt zur Volumenreduzierung durch Abgabe von Feuchte an die trockenere Umgebung. Der Schwindvorgang beginnt an der der Austrocknung ausgesetzten Oberfläche und dringt allmählich ins Innere vor. Es kommt zu Verkürzungen, die zur Verwölbung des Querschnitts führen. Maßgebend für das Schwindmaß ist vor allem die relative Feuchte der Umgebung und das Verhältnis Oberfläche zur Querschnittsfläche. Die EMSO-Decke wird als Wohnhausdecke mit einem Belag aus Dämmung (Wärmedämmung bzw. Trittschallschutz), Estrich und Fußbodenbelag ausgeführt. Unterseits werden die glatten Elementplatten üblicherweise gestrichen. Werden die Wohnräume beheizt, tritt die höchste Temperatur direkt unter der Decke auf. Im Bereich des Fußbodens ist die Temperatur geringer. Eine Austrocknung des Betonquerschnitts wird über die wärmere Unterseite der Decke erfolgen. Das heißt, dass sich die Decke infolge Schwindens nach oben aufwölben wird. Dieser Mechanismus wirkt also den Durchbiegungen aus Last von oben entgegen. Das bedeutet, dass die Durchbiegungen im Feld geringer werden und Schwinden der Rissbildung über den Mittelunterstützungen entgegen wirkt und somit die Rissbildung reduziert, vgl. Bild

9-15). Da Schwinden bei diesem Deckensystem und dem Anwendungsgebiet als Wohnhausdecke die Verformungen positiv beeinflusst, wird es bei den weiteren Berechnungen nicht weiter berücksichtigt.



*Bild 9-15: Infolge Schwinden entstehende Aufwölbungen einer durchlaufenden Deckenplatte*

### 9.8.5 Parameterstudie zur Ermittlung der Biegeschlankheiten

Beispielhaft soll für einen Stahlfaserbeton mit einer Betongüte C25/30 und der Leistungsklasse L 2,0 (Verformungsbereich II) für unterschiedliche Stützweiten  $l$  die Biegeschlankheit für ein Endfeld ermittelt werden. Für die veränderlichen Einwirkungen wird gemäß Kapitel 6.6.2 eine Last von  $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$  angesetzt. Die Ergebnisse der Verformungsberechnungen zum Zeitpunkt  $t \geq \infty$  unter den zuvor hergeleiteten Ansätzen für die Deckenhöhen  $h = 12, 16, 22$  und  $30 \text{ cm}$  sind in Bild 9-16 und Bild 9-17 dargestellt. Mit  $h$  ist die komplette endgültige Deckenhöhe angegeben, inklusive Elementplatte ( $h_{EP} = 5 \text{ cm}$ ), wobei der Abstand  $d_1 (= h - d) = 2,5 \text{ cm}$  beträgt.

Bild 9-16 zeigt die maximalen Durchbiegungen  $f$  eines Endfeldes in Abhängigkeit von der Stützweite. Gegenübergestellt sind die zulässigen Verformungen nach DIN 1045-1 mit  $\text{zul } f \leq l/250$  bzw.  $l/500$ . Die ermittelten maximalen Rissbreiten  $w$  im Bereich der Mittelunterstützungen sind dem Bild 9-17 zu entnehmen.

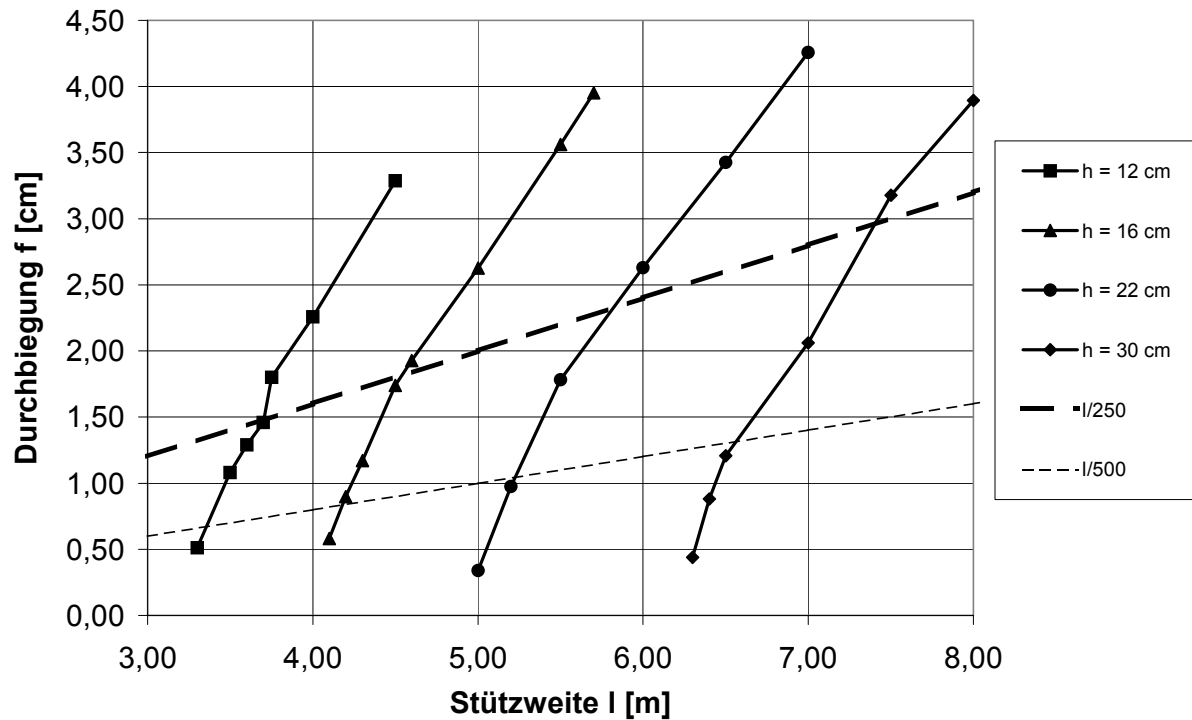


Bild 9-16: Maximale Durchbiegungen  $f$  [cm] der EMSO-Decke unter Gebrauchslast für verschiedene Deckenhöhen. Dargestellt auch die zulässigen Verformungen nach DIN 1045-1 in Abhängigkeit der Stützweite  $l$  [m] eines Endfeldes

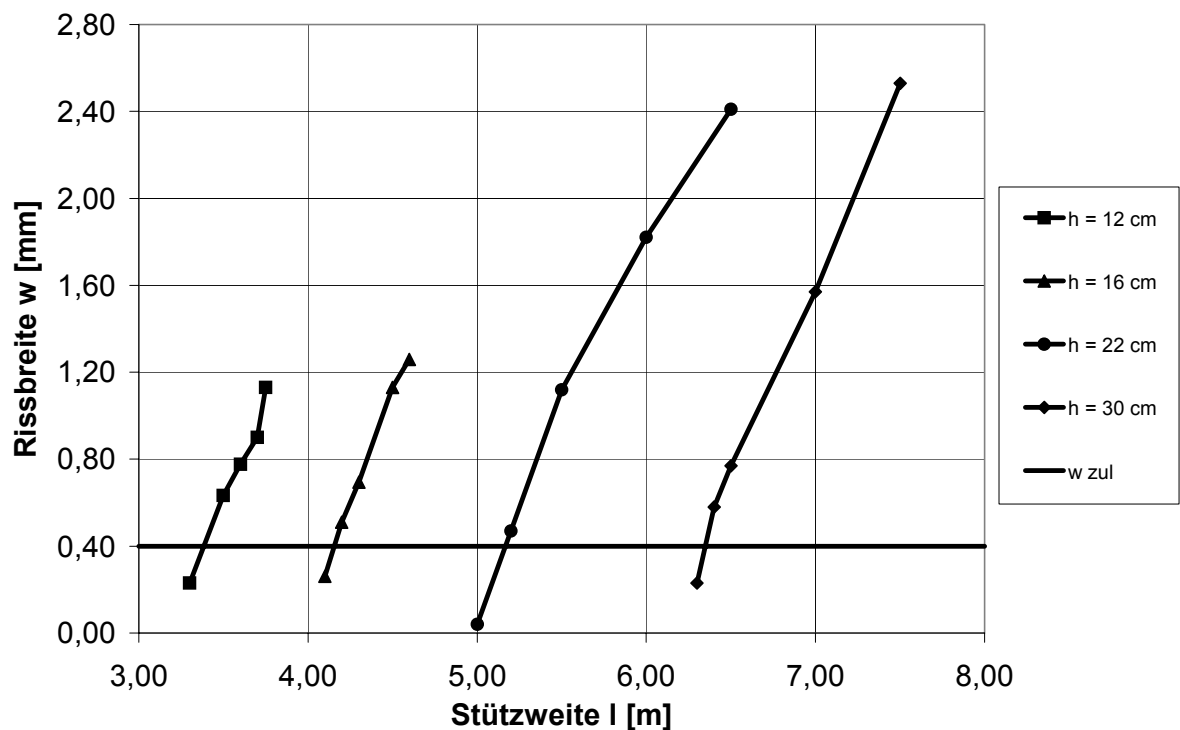


Bild 9-17: Maximale Rissbreiten  $w$  [mm] der EMSO-Decke im Bereich der Mittelunterstützung unter Gebrauchslast in Abhängigkeit von der Stützweite für verschiedene Deckenhöhen  $h$  [m] eines Endfeldes

Im nächsten Schritt können Bild 9-16 und Bild 9-17 für die geforderten Grenzwerte ausgewertet werden. Bild 9-18 zeigt eine Auswertung für eine zulässige Durchbiegung von  $zul f \leq l/500$  bzw.  $zul f \leq l/250$  und für  $w \leq 0,4$  mm für ein Endfeld. Das heißt, dass für die Bestimmung der Deckenhöhe  $h$  jeweils der maßgebende Wert zugrunde gelegt wird. Es ist zu erkennen, dass die maßgebenden Deckenhöhen für eine Rissbreite von  $w = 0,4$  mm in etwa mit denen für  $zul f \leq l/500$  übereinstimmen. Gegenübergestellt sind die Linien der modifizierten Biegeschlankheitskriterien nach Krüger und Mertzsch [Krüg1] für verschiedene statische Systeme mit unterschiedlichen Einspanngraden  $\alpha$ :

- Frei drehbar gelagerter Einfeldträger:  $\alpha = 1,0$
- Endfeld eines Durchlaufträgers:  $\alpha = 0,8$

und einer Verformungsbegrenzung auf  $zul f \leq l/500$ . Angesetzt wurde hier eine Verkehrslast der Decke von  $q = 5$  kN/m<sup>2</sup>.

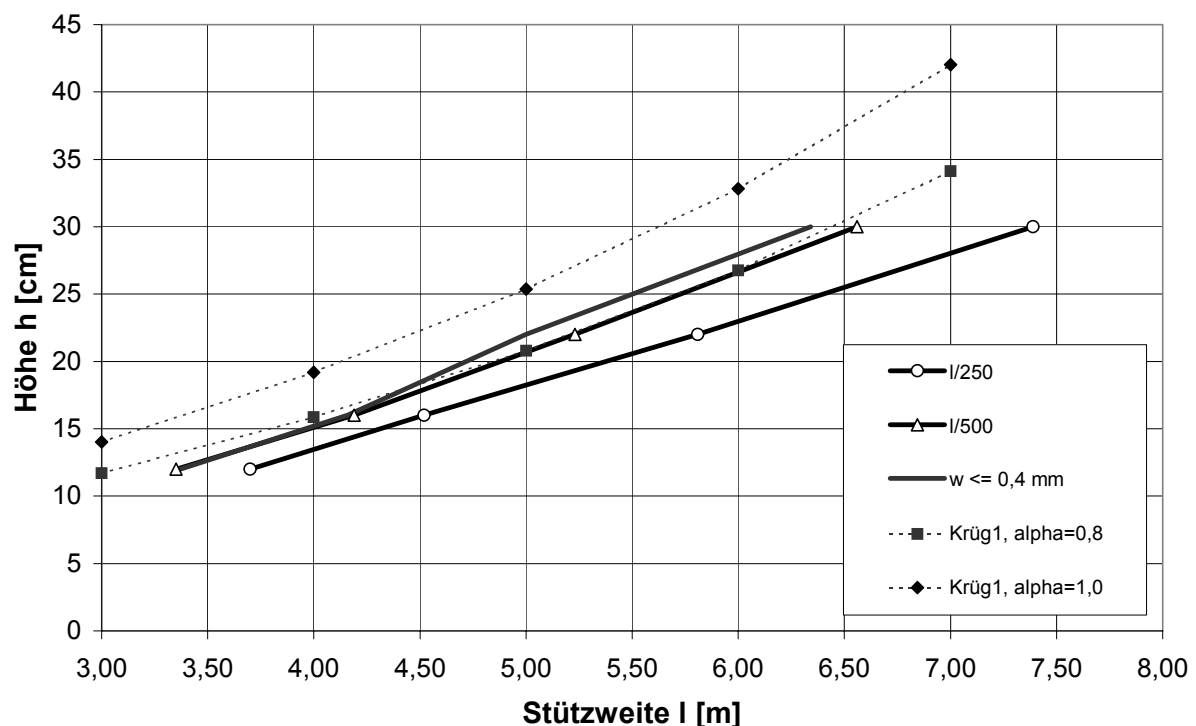


Bild 9-18: Erforderliche Deckenhöhe  $h$  [cm] einer EMSO-Decke in Abhängigkeit der Stützweite  $l$  [m] für ein Endfeld (Betongüte C25/30; L 2,0; Verformungsbereich II)

Für die analytische Berechnung kann näherungsweise für die drei Verformungskriterien von folgenden linearen Ansätzen ausgegangen werden:

zul $f \leq l/250$ :	erf. $h$ [cm] = $4,86 \cdot l - 6,03$	$l$ in [m]
zul $f \leq l/500$ :	erf. $h$ [cm] = $5,65 \cdot l - 7,30$	$l$ in [m]
$w \leq 0,4$ mm:	erf. $h$ [cm] = $6,16 \cdot l - 9,05$	$l$ in [m]

Die für die EMSO-Decke erforderlichen Deckenhöhen  $h$  (für  $zul f \leq l/500$  und  $w \leq 0,4$  mm) sind in etwa gleich mit der erforderlichen Deckenhöhe nach [Krüg1] für ein Endfeld. Das bedeutet, dass die Dimensionierung der EMSO-Decke im Vergleich zu den Biegeschlankheitskriterien von *Krüger* und *Mertzsch* [Krüg1] schlanker ausfällt. Das kann damit begründet werden, dass für die Bemessung der EMSO-Decke eine kleinere Verkehrslast mit  $q = 2 \text{ kN/m}^2$  angesetzt wurde.

Für den Anwendungsbereich einer Wohnhausdecke ergeben sich dann für die EMSO-Decke bei Stützweiten von 4,0 bis 5,0 m Deckenhöhen von 16 bis 21 cm.

## **10 Zusammenfassung und Ausblick**

### **10.1 Zusammenfassung**

Inhalt dieser Arbeit ist die Untersuchung des Verhaltens einer neu entwickelten Bauart von Wohnhausdecken aus Elementplatten mit Stahlfaserortbetonergänzung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Es konnte gezeigt werden, dass durch die Verwendung von Stahlfaserbeton bei diesem Deckensystem auf die herkömmlich erforderliche obere statische und konstruktive Betonstahlbewehrung verzichtet werden kann und somit Verlegearbeiten auf der Baustelle unnötig werden.

Im ersten Teil der Arbeit wird, aufbauend auf die Darstellung des Konstruktionsprinzips herkömmlicher Elementdecken, das neue Deckensystem erläutert. Zunächst werden die Grundlagen des Materialverhaltens und die Berechnungsverfahren von Stahlfaserbeton und Stahlbeton dargestellt. Durch eine aufwändige Versuchsreihe an einfeldrigen und zweifeldrigen Plattenstreifen und die erstmaligen Anwendungen der EMSO-Decke konnte das Trag- und Gebrauchsverhalten der Decke nachgewiesen werden.

Bei der EMSO-Decke können die Querschnittstragfähigkeiten über der Stütze und in den Feldern nicht isoliert betrachtet werden. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit ist erst erschöpft, wenn sich nach Momentenumlagerung von der Stütze zum Feld durch Aktivierung der Systemtragfähigkeit die endgültige kinematische Kette eingestellt hat. Die Decke zeigt ein duktiles, zähes Tragverhalten, ein plötzliches Bauteilversagen ist nicht zu erwarten. Auf Grund dieses Verhaltens kann auf die in DIN 1045-1, Abschnitt 13, geforderte Mindestbewehrung aus Betonstahl zur Sicherstellung einer ausreichenden Duktilität im Stützquerschnitt verzichtet werden.

Eine über mehrere Felder durchlaufende Platte der EMSO-Decke stellt ein einachsig gespanntes Durchlaufsystem dar, bei dem im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Schnittgrößenverteilung gegenüber den Ergebnissen einer Berechnung nach Elastizitätstheorie deutlich verändert ist. Die Bemessungswerte der Stützmomente sind stark verringert und dafür die Feldmomente entsprechend den Gleichgewichtsbedingungen erhöht.

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird ausreichende Sicherheit primär von den herkömmlich als Stahlbetonquerschnitten ausgebildeten Feldquerschnitten der Ele-

mentplatten erbracht. Der Stahlfaserbeton bewirkt eine Teileinspannung der Felder und verbessert das Verformungsverhalten.

So lange unter Belastung bei einem Durchlaufsystem der EMSO-Decke das Rissmoment des Stahlfaserbetonquerschnitts über der Stütze noch nicht erreicht ist, stellt sich die Momentenverteilung gem. Berechnung nach Elastizitätstheorie ohne Momentenumlagerung ein. Dies wird bei Wohnhausdecken in den meisten Fällen unter quasi-ständiger oder häufiger Lastkombination der Fall sein. Eine herkömmliche Stahlbetondecke, bei der sich alle Querschnitte noch im Zustand I befinden, zeigt ähnlich geringe Durchbiegungen und Rissbildungen. Mit zunehmender Belastung werden sich in dem Bereich des Stützquerschnitts (Stahlfaserbetonquerschnitt) Risse ausbilden. Das im Nachrissbereich noch aufnehmbare Biegemoment bewirkt die o.g. Teileinspannung der Felder (plastisches Moment). Eine weitere Laststeigerung führt zur Vergrößerung der Feldmomente.

Die Rissaufweitung im Stützbereich bei zunehmender Belastung ist daher nicht von der nur im beschränkten Maße vorhandenen rissverteilenden Wirkung des Stahlfaserbetons abhängig, sondern eine Funktion der Durchbiegung der Platten im Feld und dadurch bewirkter Rotation im Stützquerschnitt. Eine Vergrößerung der Deckenhöhe und bzw. oder verstärkte Feldbewehrung ermöglichen es, den Rotationswinkel, und damit das Maß der Rissöffnung im Stützbereich, auf gewünschte Werte zu begrenzen.

Im zweiten Teil der Arbeit werden für die Bemessung der EMSO-Decke in Abstimmung mit bestehenden Normen bzw. Richtlinien Nachweise dargestellt und Bemessungshilfsmittel für die Anwendung erarbeitet.

Für die Dimensionierung der Stützquerschnitte im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden in Abhängigkeit der Leistungsklassen des Stahlfaserbetons aufnehmbare Momente  $M_{\text{SFB}}$  ermittelt.

Die Dimensionierung der Feldbewehrung in der Elementplatte erfolgt über die Einführung der dimensionslosen Beiwerte  $\omega$  und  $\mu$ . Die Reduzierung der statisch erforderlichen Bewehrung durch die zusätzliche Faserwirkung in der Zugzone oberhalb der Elementplatte wird dabei berücksichtigt.

Da für die EMSO-Decke die Gebrauchseigenschaften bemessungsbestimmend sein können, wird ein Berechnungsansatz vorgestellt, in dem über einen vereinfachten Nachweis der Biegeschlankheit die zulässigen Werte der Verformungen und Rissbreiten eingehalten werden. Hierfür wird eine Parameterstudie durchgeführt, durch



die iterativ für unterschiedliche Stützweiten die Deckenhöhe ermittelt wird, bei der für den Zeitpunkt  $t \geq \infty$  gerade noch die zulässigen Grenzwerte eingehalten werden.

## 10.2 Ausblick

Die Einführung der DAfStb-Richtlinie als gültiges Regelwerk für die Bemessung von Stahlfaserbeton wird dessen Verwendung auch für konstruktive Bauteile begünstigen. Es ist mit einem erhöhten Einsatz von Stahlfaserbeton zu rechnen.

Bei der EMSO-Decke ist grundsätzlich anzustreben, im Betonierzustand auf der Baustelle die Elementplatten zwischen den Deckenauflagern frei zu spannen. Bei der in Kapitel 7.12 beschriebenen Weiterentwicklung der EMSO-Decke wurde die untere Elementplatte um zusätzliche Druckgurte ergänzt. Diese Bauart sollte weiterentwickelt und durch Versuche für die Anwendung qualifiziert werden.

Ein weiterer Vorteil könnte auch der Einsatz von selbstverdichtendem Stahlfaserbeton sein, da es hier möglich ist, wesentlich höhere Fasergehalte zu verwenden. Hierfür und für die Weiterentwicklung der Elementplatte mit Druckgurt sind weitere Untersuchungen erforderlich.

## 11 Literatur

- [ACI1] ACI Committee 544 (Hrsg.):  
Design Considerations for Steel Fibre Reinforced Concrete. Report No.  
ACI 544.4R-88. In: ACI Structural Journal, September-October 1988.
- [Ahne1] Ahner, C. und Tue:  
Sicherheitskonzept für den nichtlinearen Traglastnachweis. Berichtsband des  
35. Forschungskolloquiums des DAfStb, ausgerichtet vom Institut für Massiv-  
bau und Baustofftechnologie der Universität Leipzig.
- [Avak1] Avak, Goris:  
Stahlbetonbau aktuell; Praxishandbuch 2004.
- [Brei1] Breitenbücher, R.:  
Herstellung und Verarbeitung von Stahlfaserbeton. In: Faserbeton. Innovation-  
en im Bauwesen. Bauwerk-Verlag, Berlin 2002, S. 19-28.
- [Broc1] Brockmann, G., Dahl, J., Hansel, D., Jonas, W. und Riech, H.:  
Stahlfaserbeton. Die Bibliothek der Technik. Heft 136. verlag moderne  
industrie. 2. Auflage 1997.
- [DAfStb1] Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (DAfStb):  
Richtlinie „Stahlfaserbeton“ (21.Entwurf). Ergänzung zu DIN 1045, Teile  
1 bis 4, April 2005.
- [DAfStb2] Erläuterungen zu DIN 1045-1. Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau,  
Heft 525, 2003.
- [DAfStb3] Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (DAfStb):  
DAfStb-Richtlinie Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen,  
Teile 1-5, Ausgabe 09/1996.
- [DIN1045] DIN 1045:  
Beton- und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Juli 1988.
- [DIN1045-1] DIN 1045-1:  
Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton  
Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli 2001.
- [DIN1045-2] DIN 1045-2:  
Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton  
Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. An-  
wendungsregeln zu DIN EN 206-1, Juli 2001.
- [DIN1055-100] DIN 1055-100:  
Einwirkungen auf Tragwerke –Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung,  
Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, März 2001.
- [DINENV206] DIN V ENV 206:  
Europäische Vornorm – ENV 206: Beton; Eigenschaften, Herstellung, Verar-  
beitung und Gütenachweis, 1992
- [DBV1] Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.:  
Merkblatt Stahlfaserbeton, Fassung Oktober 2001.

- [DBV2] Deutscher Beton- und Bautechnik- Verein e.V.:  
Merkblatt Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaser-  
beton (Fassung 1991).
- [DBV3] Deutscher Beton- und Bautechnik- Verein e.V.:  
Merkblatt Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau  
(Fassung 1992).
- [DBV4] Deutscher Beton- und Bautechnik- Verein e.V.:  
Merkblatt Technologie des Stahlfaserbetons und des Stahlfaserspritzbetons  
(Fassung 1996).
- [Diet1] Dietrich, J.:  
Zur Qualitätsprüfung von Stahlfaserbeton für Tunnelschalen mit Biegezugbe-  
anspruchung. Dissertation. Technisch wissenschaftliche Mitteilungen des In-  
stituts für Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum, TWM 92-  
4, 1992.
- [Dorg1] Dorgarten, H.-W. und Dahl, J.:  
Feste Fahrbahn System HOCHTIEF. In: Faserbeton. Innovationen im Bauwe-  
sen. Bauwerk-Verlag, Berlin 2002, 287-304.
- [Dram1] N.V. Bekaert S.A.:  
Design guidelines for Dramix steel wire fibre reinforced concrete. 05.1996.
- [Droe1] Droese, S. und Riese, A.:  
Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit  
Aufbeton aus Stahlfaserbeton - Wohnhausdecken ohne obere Bewehrung -  
(Projekt: Neubau von 12 WE, Samlandweg Wolfsburg). Institut für Baustoffe,  
Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 123, 1996.
- [Droe2] Droese, S. und Riese, A.:  
Wohnhausdecken ohne obere Bewehrung - Belastungsversuche an neuarti-  
gen Deckenplatten. Beton- und Stahlbetonbau 91 (1996), Heft 12, 286-292.
- [Droe3] Droese, S.:  
Deckenplatten aus vorgespanntem Stahlfaserbeton. In: Berichtsband zum  
Braunschweiger Bauseminar 1993. Institut für Baustoffe, Massivbau und  
Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 105, 1993, 119-132.
- [Düwe1] Düwelshöft, E.:  
Bewertung der Wirtschaftlichkeit von neuartigen Decken im Wohnungsbau.  
Studienarbeit am Institut für Bauwirtschaft und Baubetrieb der  
TU Braunschweig, Februar 1997.
- [Dudd1] Duddeck, H.:  
Seminar Traglastverfahren. Institut für Statik der TU Braunschweig, 1973.
- [EC2] DIN V ENV 1992 -1-1 (Eurocode 2):  
Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 1: Grundlagen und  
Anwendungsregeln für den Hochbau. Juni 1992.

- [Eibl1] Eibl, J.:  
Nichtlineare Traglastermittlung/Bemessung.  
Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), S. 137-139.
- [Elig1] Eligehausen, R. und Fabritius, E.:  
Grenzen der Anwendung nichtlinearer Rechenverfahren bei Stabtragwerken  
und einachsig gespannten Platten. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton,  
Heft 484, 1998.
- [Erde1] Erdem, E.:  
Probabilistisch basierte Auslegung stahlfasermodifizierter Betonbauteile auf  
experimenteller Grundlage. Dissertation Fakultät für Bauingenieurwesen der  
Ruhr-Universität Bochum, 2002.
- [Falk1] Falkner, H. und Teutsch, M. (Hrsg.):  
Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton. Berichtsband zum Braunschweiger  
Bauseminar 1993. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der  
TU Braunschweig, Heft 105, 1993.
- [Falk2] Falkner, H., und Teutsch, M. (Hrsg.):  
Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten. Berichtsband zum Braunschweiger  
Bauseminar 1996. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der  
TU Braunschweig, Heft 126, 1996.
- [Falk3] Falkner, H., Teutsch, M. und Rosenbusch, J.:  
Stahlfaserbeton- und stahlfaserverstärkte Stahlbetonbauteile – Bemessung  
mit neuer  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung. Beton- und Stahlbetonbau 97, Heft 8, 409-414.
- [Falk4] Falkner, H., Teutsch, M. und Klinkert, H.:  
Leistungsklassen von Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und  
Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 143, TU Braunschweig, 1999.
- [Falk5] Falkner, H., Henke, V. und Hinke, U.:  
Stahlfaserbeton für tiefe Baugruben im Grundwasser. Bauingenieur 72 (1997),  
47-52.
- [Falk6] Falkner, H.:  
Stahlfaserbeton – Ein unberechenbares Material? Berichtsband zum Braun-  
schweiger Bauseminar 2002. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brand-  
schutz der TU Braunschweig, Heft 164, 2002, 1-12.
- [Faor1] Faoro, M.:  
Mit Fertigteilen innovativ bauen. Betonwerk + Fertigteil-Technik 6/1998, 34-44.
- [Feye1] Feyerabend, B.:  
Zum Einfluss verschiedener Stahlfasern auf das Verformungs- und Rissver-  
halten von Stahlfaserbeton unter den Belastungsbedingungen einer Tunnel-  
schale. Dissertation Ruhr-Universität Bochum, Technisch-wissenschaftliche  
Mitteilungen, Nr. 95-8, 1995.
- [FDU1] FDU:  
Die Elementdecke von FDU. Firmenprospekt der Fertig-Decken-Union,  
Osnabrück.

- [FDU2] Deutsches Institut für Bautechnik:  
Zulassungsbescheid „FDU-Stahlfaserbeton-Elementwand“,  
Zulassungsnummer: Z-71.2-1 vom 14.05.1998.
- [Fili1] Deutsches Institut für Bautechnik:  
“Filigran Zulassungsbescheid Filigran-E-Gitterträger für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht“. Zulassungsnummer: Z-4.1-106.01 vom 01.12.1993.
- [Fili2] Deutsches Institut für Bautechnik:  
Filigran Zulassungsbescheid 2003, Elementdecken E, Z-15.1-147.
- [Find1] Findeiß, R.:  
Nichtlineare Berechnung von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045-1, Berichtsband zum Seminar der Ingenieurakademie Bayern am 20.3.2002.
- [Fric1] Fricke, K.-L.:  
Durchbiegungsberechnung an Stahlbetonträgern oder Schlankheitsnachweis? Beton- und Stahlbetonbau 99, Heft 1, 52-55.
- [Frie1] Friedrich, R.:  
Praktische Bemessung der Gitterträger für Elementdecken.  
Beton- und Fertigteil-Technik, Heft 10, 2003, 6-10.
- [Furc1] Furche, J.:  
Elementdecken nach DIN 1045-1. In: Stahlbetonplatten. Neue Aspekte zur Bemessung, Konstruktion und Bauausführung. Bauwerk Verlag GmbH, Berlin 2005, 13-41.
- [Gilb1] Gilbert, R.I. und Warner, R.F.:  
Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Slabs with Tension Stiffening. UNICIV Report No. R-167, University of New South Wales, Kensington, N.S.W. Australia 2033, January 1977.
- [Gori1] Goris, A.:  
Bemessung von Stahlbetonbauteilen. Stahlbetonbau aktuell, Praxishandbuch 2003, Bauwerk Verlag, Berlin.
- [Goss1] Gossla, U.:  
Tragverhalten und Sicherheit betonstahlbewehrter Stahlfaserbauteile -Theorie und Anwendung - Dissertation Fachbereich Bauingenieurwesen der TU Braunschweig, 1999.
- [Goss2] Gossla, U.:  
Decken aus selbstverdichtendem Stahlfaserbeton. Berichtsband zum Braunschweiger Bauseminar 2004. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 181, 2004.
- [Goss3] Gossla, U. und Falkner, H.:  
Kellersohlplatten aus Stahlfaserbeton. Antrag auf bauaufsichtliche Zulassung im Auftrag der Bekaert Deutschland GmbH. August 1998, unveröffentlicht.

- [Grun1] Grunert, J. und Strohbach, C.-P.:  
Stahlfaserverstärkte Spannbetonbauteile aus SVB ohne Betonstahlbewehrung. Berichtsband zum Braunschweiger Bauseminar 2004. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 181, 2004.
- [Hemm1] Hemmy, O.:  
Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Dissertation Fachbereich Bauingenieurwesen der TU Braunschweig, 2003.
- [Hemm2] Hemmy, O. und Droese, S.:  
Verbunddecke aus Holzbalken und Elementplatten mit Stahlfaseraufbeton – Versuche mit Verbundmitteln. Bautechnik 77 (2000), Heft 4, 221-228.
- [Hols1] Holschemacher, K. und Dehn, F.:  
Faserbeton – ein innovativer Baustoff auf dem Weg in die Zukunft.  
In: Faserbeton. Innovationen im Bauwesen. Bauwerk-Verlag, Berlin 2002, 1-18.
- [Huan1] Huang, Z.:  
Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten. Dissertation Fachbereich Bauingenieurwesen der TU Braunschweig, 1995.
- [Kais1] Deutsches Institut für Bautechnik:  
"Kaiser-Omnia Zulassungsbescheid Kaiser-Omnia-Träger KT 100 für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht". Zulassungsnummer: Z-15.1-136 vom 27.07.1998.
- [Kang1] Kang, B. S.:  
Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärkter Stahlbeton unter Schwellbeanspruchung. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen der Ruhr-Universität-Bochum, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Mitteilung Nr. 98-1, 1998.
- [Köni1] König, G. und Tue, N.:  
Grundlagen des Stahlbetonbaus. Teubner Studienbücher, 1998.
- [Köni2] König, G. und Novak, B.:  
Vorgespannte Betonstäbe aus Hochleistungsbeton. Beton- und Stahlbetonbau 94 (1999), Heft 9, 348-361.
- [Krüg1] Krüger, W. und Mertzsch, O.:  
Verformungsnachweise – Erweiterte Tafeln zur Begrenzung der Biegeschlankheit. In: Stahlbetonbau – Praxishandbuch 2003. Bauwerk-Verlag, Beton- und Stahlbetonbau 91 (1996), Heft 12, 286-292.
- [Krüg2] Krüger, W. und Mertzsch, O.:  
Berechnung der Durchbiegung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen: Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben V 385 des DAfStb. Fachgebiet Massivbau der Universität Rostock, Wismar, Juli 2000.
- [Krüg3] Krüger, W. und Mertzsch, O.:  
Durchbiegungsberechnung im Betonbau. In: Stahlbetonbau aktuell – Praxishandbuch 2000. Bauwerk-Verlag.

- [Kuba1] Kubat, B.:  
Durchstanzverhalten von vorgespannten, punktförmig gestützten Platten aus  
Stahlfaserbeton. Dissertation Fachbereich Bauingenieurwesen der  
TU Braunschweig, 1996.
- [Kuba2] Kubat, B. und Droese, S.:  
Neuartiger TRANSPID-Fahrwegträger – Versuche für einen Stahlfaserbe-  
ton-Verbundträger. In: Forschungsarbeiten 1990-1994. Institut für Baustoffe,  
Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 109, 1994, 189-198.
- [Kütz1] Kützing, L.:  
Tragfähigkeitsermittlung stahlfaserverstärkter Betone.  
Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 2000.
- [Land1] Land, H.:  
Bemessung und Konstruktion von Teilfertigdecken nach DIN 1045-1.  
In: Stahlbetonbau aktuell, Praxishandbuch 2003.
- [Lang1] Lang, C., Meiswinkel, R. und Wittek, U.:  
Bemessung von Stahlbetonplatten mit dem nichtlinearen Verfahren nach DIN  
1045-1. Beton- und Stahlbetonbau 95, 2000, Heft 5, 270-277.
- [Lang2] Langer, P.:  
Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau. Disserta-  
tion. Mitteilung 1987/1 des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen der Universi-  
tät Stuttgart, 1987.
- [Lenz1] Lenz, J. und Meiswinkel, R.:  
Die VGB-Richtlinie „Bautechnik bei Kühltürmen“. Beton- und Stahlbetonbau  
95, 2005, H.1, 12-19.
- [Leon1] Leonhardt, F.:  
Über die Kunst des Bewehrens von Stahlbetontragwerken. Beton- und Stahl-  
betonbau 61 (1965), H. 8, 181-191.
- [Leon2] Leonhardt, F.:  
Berichtigung zu [Leon1]. Beton- und Stahlbetonbau 61 (1966), Heft 10, 264.
- [Lieb1] Liebrecht, K.:  
Zur Größe wirtschaftlich sinnvoller Schnittgrößenumlagerungen in Durchlauf-  
trägern aus Stahlbeton. Dissertation Technische Universität Hamburg-  
Harburg, 1998.
- [Litz1] Litzner, H.-U.:  
Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2. Vergleich mit DIN 1045 und  
DIN 4227. Betonkalender 1996, Band 1, 567-776.
- [Maid1] Maidl, B.:  
Stahlfaserbeton, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1991.
- [Maye1] Mayer, H. und Rüscher, H.:  
Bauschäden als Folge der Durchbiegung von Stahlbeton-Bauteilen. Deutscher  
Ausschuss für Stahlbeton, Heft 193, Berlin 1967.

- [Mart1] Marti, P. und Pfyl, T.:  
Stahlfaserbeton – Forschung, Regelung und Praxis in der Schweiz. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 164, TU Braunschweig, 2002, 75-84.
- [MC90] Comité Euro-International du Béton: CEP-FIP Model Code 1990, Bulletin d'Information No 203/204/205, Final Draft, 1991.
- [Meis1] Meiswinkel, R.:  
Nichtlineare Nachweisverfahren von Stahlbeton-Flächentragwerken. Beton- und Stahlbetonbau, 2001, H. 1, 27-34.
- [Moha1] Mohamed, F.:  
Wohnhausdecken ohne obere Bewehrung. Schweizerische Bauzeitung. 96. (1978) H. 5, 958-963.
- [Niem1] Niemann, P.:  
Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus Beton unter Einwirkungen infolge Last und Zwang. Dissertation Fachbereich Bauingenieurwesen der TU Braunschweig, 2002.
- [Nits1] Nitschke, A.:  
Tragverhalten von Stahlfaserbeton im Tunnelbau. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen der Ruhr-Universität-Bochum, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Mitteilung Nr. 98-5, 1998.
- [Noak1] Noakowski, P.:  
Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rissbreite. Beton- und Stahlbetonbau, 1985, Heft 8, 215-221.
- [Ortu1] Ortu, M.:  
Rissverhalten und Rotationsvermögen von Stahlfaserbeton für Standsicherheitsuntersuchungen im Tunnelbau. Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 4, Bauingenieurwesen. Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen der Ruhr-Universität, Bochum, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Mitteilung Nr. 164, VDI Verlag GmbH, Düsseldorf 2000.
- [Pard1] Pardey, A.:  
Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlbetonplatten im Vergleich zur Bruchlinientheorie. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 441, 1994.
- [Rao1] Rao, P.S.:  
Die Grundlagen der bei statisch unbestimmten Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkräfte. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 177, 1966.
- [Rein1] Reinhardt, H.-R.:  
Beton. Betonkalender 2002, Band 1, 1-152.
- [Ries1] Riese, A., Droese, S. und Falkner, H.:  
Versuchsprogramm zur Erlangung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung, beantragt von der Fertig-Decken-Union GmbH (FDU), Osnabrück. (DIBt-Geschäftszeichen I 71-1.3-1/97) vom 09.05.1997.



- [Ries2] Riese, A., Droese, S. und Falkner, H.:  
Untersuchungsbericht Nr. U 97/Rie/1571  
Traglastversuche zur Erlangung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung, FDU-Decke aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton - Deckenplatten ohne obere Bewehrung. Bericht über Vorbereitung und Durchführung der Versuche. Fachgebiet Massivbau im iBMB der TU Braunschweig, 26.02.1999.
- [Ries3] Riese, A., Droese, S. und Falkner, H.:  
Untersuchungsbericht Nr. U 98/Rie/1573.  
FDU-Decke aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton - Deckenplatten ohne obere Bewehrung. Bericht über die Nachrechnung der Versuchsergebnisse und über ergänzende rechnerische Untersuchungen. ASSMANN Beraten + Planen, Braunschweig und Fachgebiet Massivbau im iBMB der TU Braunschweig, 26.02.1999.
- [Ries4] Riese, A., Droese, S. und Falkner, H.:  
Bericht Nr. G 98/Rie/1574. Bewertung der Ergebnisse der Bauteilversuche und der rechnerischen Untersuchungen, durchgeführt zur Erlangung einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung. Fachgebiet Massivbau im iBMB der TU Braunschweig, 26.02.1999.
- [Rile1] RILEM TC 162-TDF:  
Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete: "Bending Test-Final Recommendation". Materials and Structures, Vol. 35, 2002, 579-582.
- [Rile2] RILEM TC 162-TDF:  
Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: s-e Design Method. Materials and structures, Vol.33, Nr. 226, 2000, 75-81.
- [Rose1] Rosenbusch, J.:  
Zur Querkrafttragfähigkeit von Balken aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Dissertation Fachbereich Bauingenieurwesen der TU Braunschweig, 2003.
- [Rüsc1] Rüsch, H., Jungwirth, D. und Hilsdorf, H.:  
Kritische Sichtung der Verfahren zur Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden des Betons auf das Verhalten der Tragwerke. Beton- und Stahlbetonbau 68 (1973), H. 1, 49-60.
- [Russ1] Russwurm, D.:  
Betonstähle für den Stahlbetonbau, Eigenschaft und Verwendung, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1993.
- [Schi1] Schikora, K. und Thomee, B.:  
Bemessungskonzepte im Tunnelbau, Spritzbeton – Stahlfaserbeton. Forschungskolloquium Baustatik-Baupraxis 9, TU Dresden, 2005.
- [Schn1] Schnütgen, B. und Teutsch, M.:  
Betontragwerke aus Stahlfaserbeton beim Umgang mit umweltgefährdenden Stoffen. Beton- und Stahlbetonbau 96 (2001), Heft 7, 451-457.

- [Schn2] Schnütgen, B.:  
Ergebnisse des Brite-Euram Forschungsprojektes Stahlfaserbeton. Test and Design Methods for Steel Fibre reinforced Concrete. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 164, TU Braunschweig, 2002, 25-36.
- [Schn3] Schnütgen, B.:  
Verhalten von Stahlfaserbeton. Seminarband Faserbeton, Darmstadt 1990.
- [Six1] Six, M.:  
Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 534, 2003.
- [Slow1] Slowik, V.:  
Bruchmechanische Charakterisierung von Stahlfaserbeton. 2. Leipziger Fachtagung: „Faserbeton-Innovationen im Bauwesen“. Bauwerk Verlag, Berlin, 2002.
- [Stab2d] Stab2d:  
Statikprogramm zur Berechnung von ebenen Stabwerken nach Theorie 1. und 2. Ordnung, Version 5.59, Uni Hannover Institut für Statik
- [Stem1] Stempniewski, E. und Eibl, J.:  
Finite Elemente im Stahlbeton. Beton-Kalender 1996, Teil 2, 249-304.
- [Stra1] Strack, M. und Mark, P.:  
Zur Biegebemessung von Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), H. 12, 755-763.
- [Stol1] Stolze, R.:  
Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung – Bruchlinien-Rotationskapazität. Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie der TU Karlsruhe, Heft 21, 1993.
- [Tepf1] Tepfers, R.:  
Neue Verfahren für die Ausführung von Wohnbauten aus Beton. Beton- und Stahlbetonbau 74 (1979), H. 5., 124-128.
- [Teut1] Teutsch, M.:  
Entwurf der Richtlinie „Stahlfaserbeton“  
Stahlfaserbeton – Ein unberechenbares Material?. In: Berichtsband zum Braunschweiger Bauseminar 2002. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 164, 2002, 85-98.
- [Teut2] Teutsch, M. und Gossila, U.:  
Kellerwände aus Stahlfaserbeton. Antrag auf allgemeine bauaufsichtliche Zulassung im Auftrag der Bekaert Deutschland GmbH, Februar 1998, unveröffentlicht.
- [Teut3] Teutsch, M.:  
Vorgespannter Stahlfaserbeton. In: Berichtsband zum Braunschweiger Bauseminar 1996. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 126, 1996, 187-216.

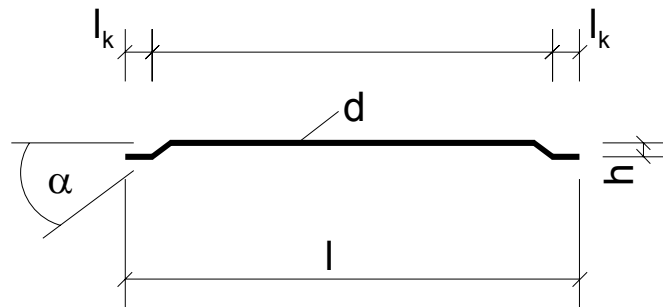
- [Völk1] Völkel, W., Klitzke, H., Riese, A., Droese, S. und Falkner, H.:  
Untersuchungsbericht Nr. U97/Rie/1573  
FDU-Decke aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton – Deckenplatten ohne obere Bewehrung. Bericht über Vorbereitung und Durchführung der Versuche. Fachgebiet Massivbau im iBMB der Braunschweig, 1997.
- [Völk2] Völkel, W., Riese, A. und Droese, S.:  
Neuartige Wohnhausdecken aus Stahlfaserbeton ohne obere Bewehrung bei einem Wohnhaus. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1998), Heft 1, 1-6.
- [Walr1] Walraven, J. C. und Grünewald, S.:  
Normung, Forschung und Anwendung des Stahlfaserbetons in den Niederlanden. In: Berichtsband zum Braunschweiger Bauseminar 2002. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, Heft 164, 2002, 47-58.
- [Wesc1] Wesche, K.:  
Baustoffe für tragende Bauteile, Band 1: Grundlagen  
Bauverlag GmbH, 1996.
- [Wint1] Winterberg, R.:  
Untersuchungen zum Reißverhalten von Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton.  
Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen der Ruhr-Universität-Bochum, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Mitteilung Nr. 98-3, 1998.
- [Womm1] Wommelsdorff, O.:  
Stahlbetonbau. Bemessung und Konstruktion. Teil 1: Grundlagen. Biegebeanspruchte Bauteile. Werner Verlag 7. Auflage, Düsseldorf 2002.
- [Zilc1] Zilch, K. und Rogge, A.:  
Bemessung der Stahlbeton- und Spannbetonbauteile nach DIN 1045-1.  
Betonkalender 2002, Teil 1, 217-355.
- [Zilc2] Zilch, K. und Donaubauer, U.:  
Rechnerische Untersuchung der Durchbiegung von Stahlbetonplatten unter Ansatz wirklichkeitsnaher Steifigkeiten und Lagerungsbedingungen und unter Berücksichtigung zeitabhängiger Verformungen. Forschungsbericht der TU München, Lehrstuhl für Massivbau, Dezember 2001.
- [Zilc3] Zilch, K., Diedrichs, U. und Katzenbach:  
Handbuch für Bauingenieure, Springer-Verlag, 2002.
- [Zitz1] Zitzelsberger, T. und Mandl, J.:  
Neues DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“. Beton 52 (2002), Heft 1, 16-20.
- [Zübl1] Züblin AG, Direktion Nord, Bereich Wolfsburg:  
Kostenvergleich für verschiedene Deckenkonstruktionen: Ortbetondecke, Herkömmliche Elementdecke und Decke aus Elementplatten mit Stahlfaserortbetonergänzung (EMSO), Wolfsburg, Mai 2006, unveröffentlicht.



## **Anhang**

### Inhaltsverzeichnis

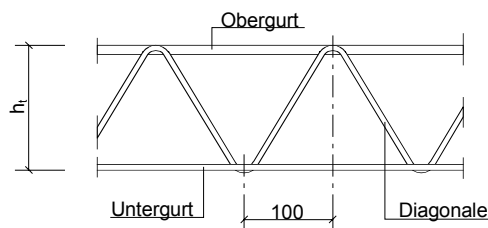
A1	Anhang Materialien.....	A2
A2	Anhang Reihe A .....	A5
A3	Anhang Reihe B .....	A23
A4	Anhang Reihe C .....	A42
A5	Anhang Reihe D .....	A53
A6	Anhang Reihe E Dauer.....	A61
A7	Anhang Reihe E Bruch .....	A77

**A1 Anhang Materialien**

alte Bezeichnung neue Bezeichnung	Dramix - Stahlfaser	
	l/d = 50/0,6 mm	l/d = 60/0,75 mm RC-80/60-BN bzw. RC-80/60-CN
l Nennlänge	50 mm +2/-3 mm	60 mm +5,4/-6,5 mm
l <sub>k</sub> Länge der gekröpften Enden Gesamtlänge der beiden Enden	1,5 mm bis 3,0 mm 4,4 mm ± 0,26 mm	1,5 mm bis 4,0 mm
h Wellentiefe	Zielwert 1,3 mm ± 0,2 mm Minimalwert 1,0 mm	mindestens 0,75 mm
d Nenn-Drahtdurchmesser	0,6 mm ± 0,02 mm	0,75 ± 0,08 mm
α Abkröpfungswinkel	35° ± 10°	minimal 20° maximal keine Obergrenze
verwendet bei	VK A 16/1 VK A 16/2	VK A 16/3 Reihen B, C, D, E

Maße nach Herstellerangaben

**Bild Materialien 1:**  
**Bei den Versuchen verwendete Stahlfasern**



Versuchskörper h [ cm ]	Trägerhöhe h <sub>T</sub> [ cm ]	Untergurt [ mm ]	Diagonale [ mm ]	Obergurt [ mm ]
12	8	6	6	10
16	12	6	6	10
18	14	6	6	10
24	20	6	6	10

**Bild Materialien 2:**  
**Bei den Versuchen verwendete Filigran-Gitterträger Typ E**

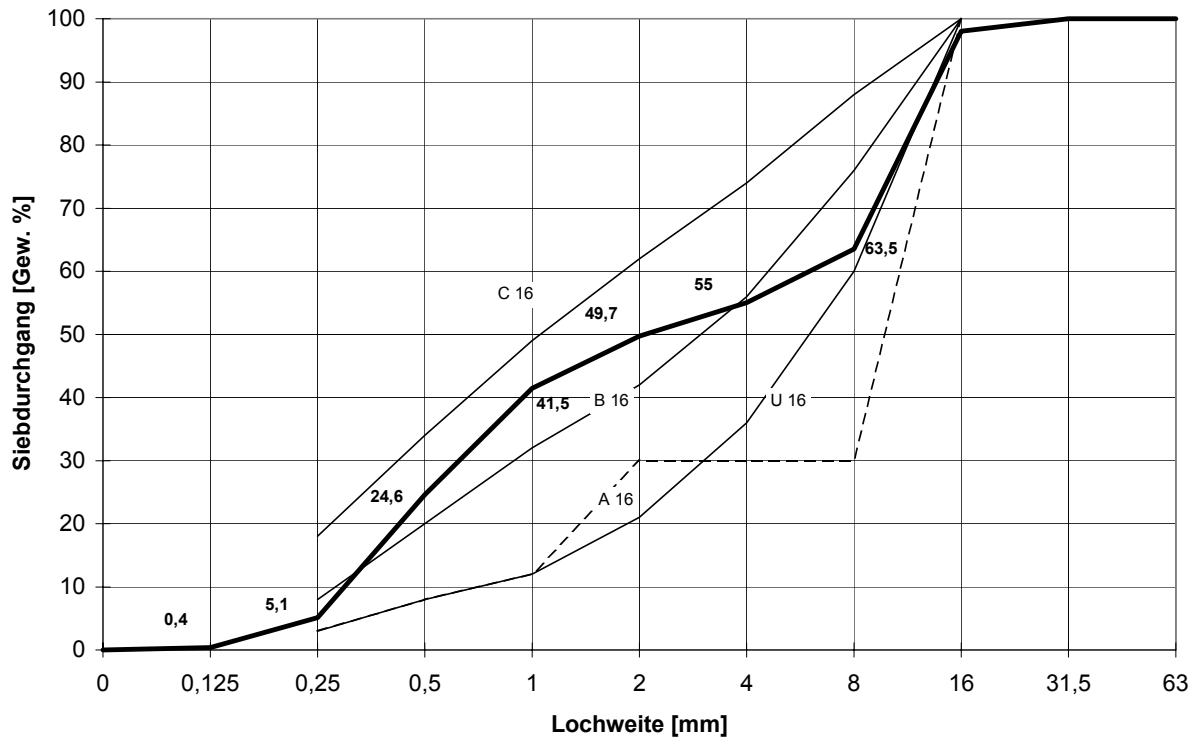


Bild Materialien 3:

Sieblinie des Stahlfaserbetons, der für die Versuchskörper VK A 16/3, Reihen B, C, D und E verwendet wurde, FDU Sorte Nr. 365.9 KR

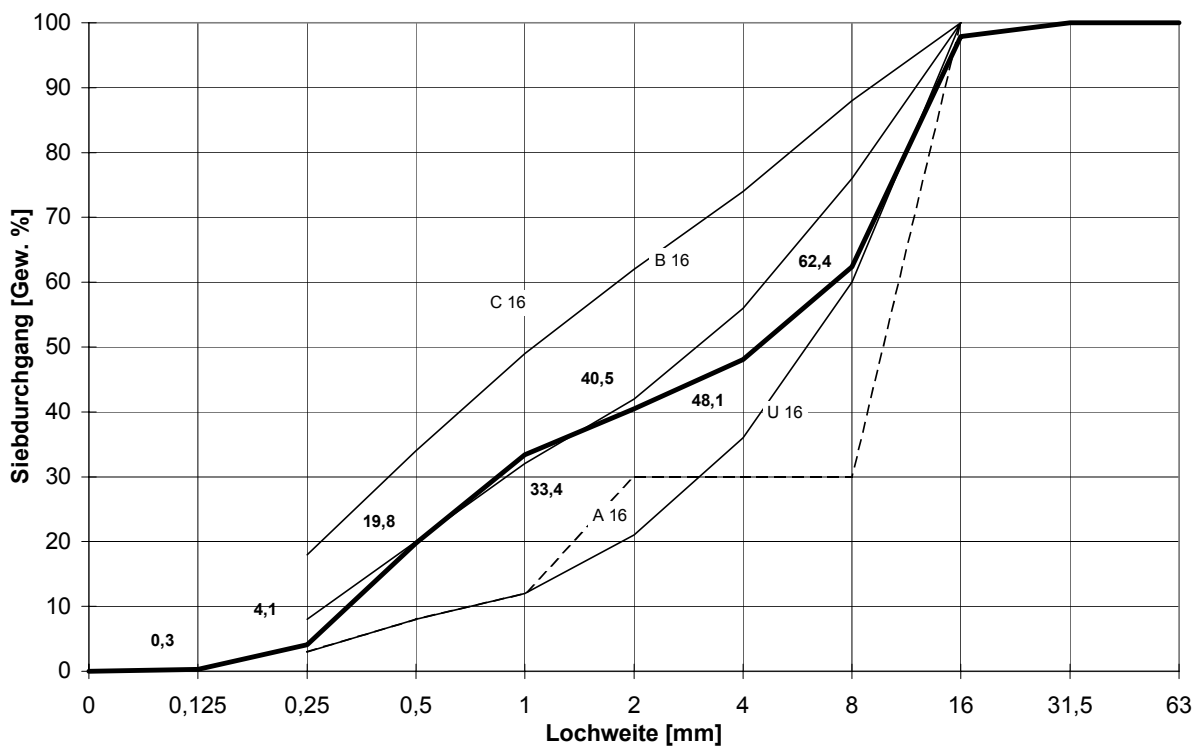


Bild Materialien 4:

Sieblinie des Betons der Elementplatten, der für die Versuchskörper VK A 16/3, Reihen B, C, D und E verwendet wurde, FDU Sorte Nr. 367.3

*Tabelle Materialien 1:*

*Betonzusammensetzung des Stahlfaserbetons, der für die Versuchskörper VK A 16/3, Reihen B, C, D und E verwendet wurde, FDU Sorte Nr. 365.9 KR*

Betonzusammensetzung für 1 m³ Festbeton		Volumen [ l ]	Dichte [kg/dm³]	Gewicht [kg]
Gesamtwasser		197,6		198,0
Zement	I 32,5R	103,2	3,10	320,0
Stahlfasern	Dramix, l/d = 60/0,75 mm	5,0	7,98	40,0
Zuschläge	Sand 0/2	342,1	2,62	896,0
	Kies 2/8	68,4	2,62	180,0
	Kies 8/16	273,7	2,63	720,0
Luftporen		10,0		
	Summe	1000,0		2354,0
Wassorzementwert W/Z = 0,62				

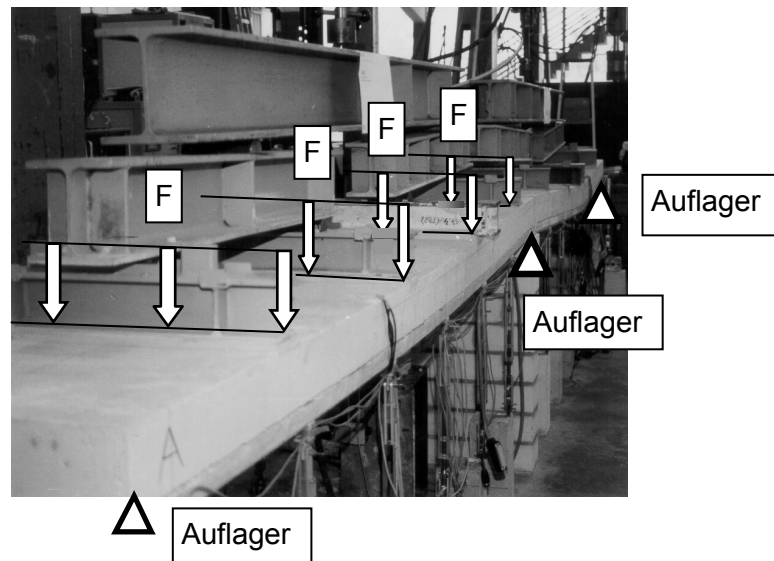
*Tabelle Materialien 2:*

*Betonzusammensetzung des Betons der Elementplatten, der für die Versuchskörper VK A 16/3, Reihen B, C, D und E verwendet wurde, FDU Sorte 367.3*

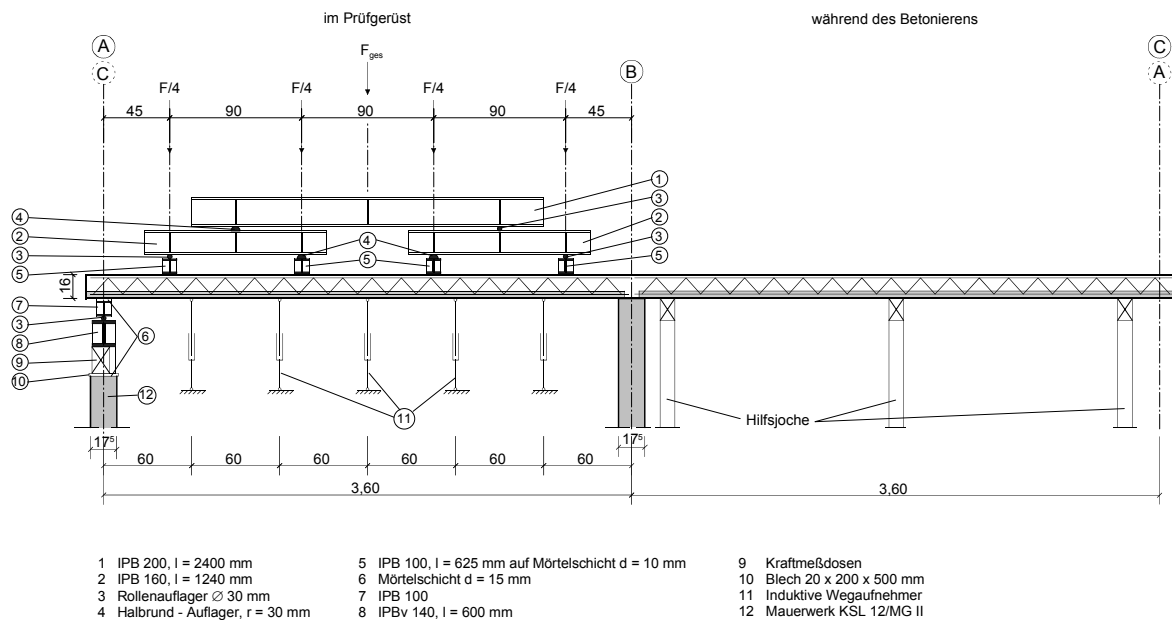
Betonzusammensetzung für 1 m³ Festbeton		Volumen [ l ]	Dichte [kg/dm³]	Gewicht [kg]
Gesamtwasser		178,7		179,0
Zement	I 52,5R	106,5	3,10	330,0
Zuschläge	Sand 0/2	281,9	2,65	747,0
	Kies 2/8	119,8	2,65	318,0
	Kies 8/16	303,1	2,65	803,0
Luftporen		10,0		
	Summe	1000,0		2377,0
Wassorzementwert W/Z = 0,54				



## A2 Anhang Reihe A



**Bild A 1:**  
**Reihe A: Versuchsstand**



**Bild A 2:**  
**Reihe A: Systemskizze Versuchsaufbau**

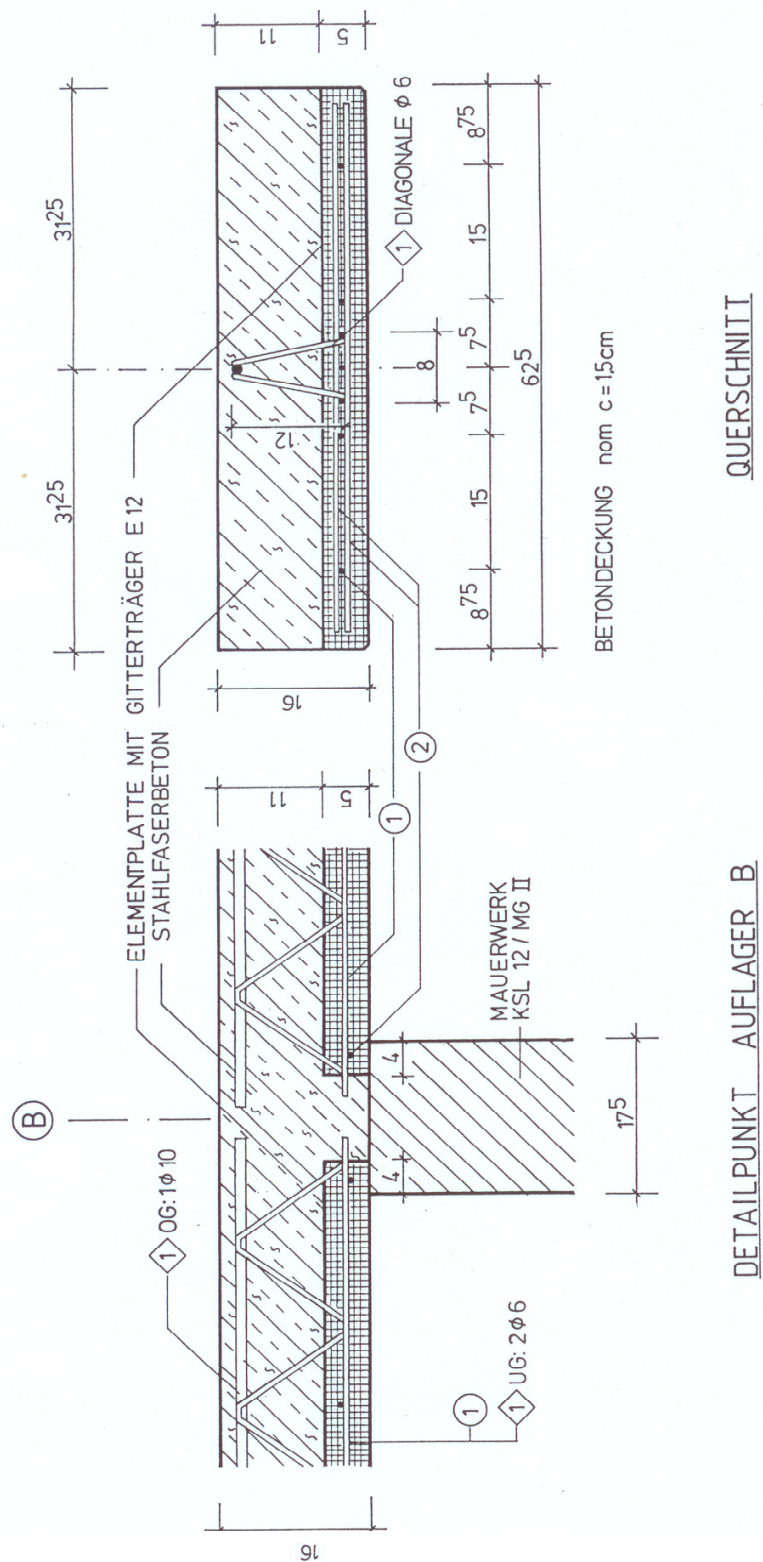


Bild A 3:  
Reihe A: Detail Mittellager und Querschnitt der Versuchskörper

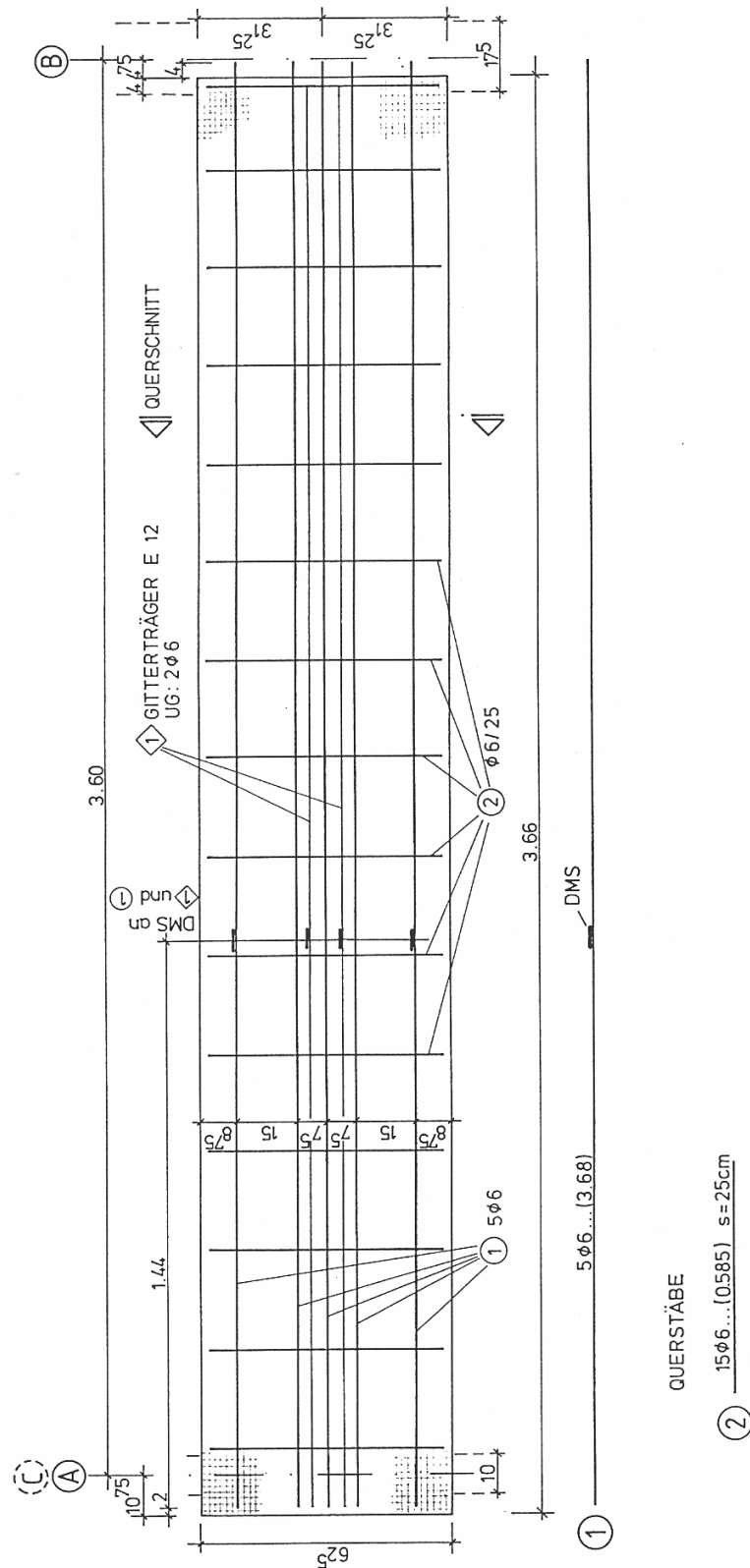
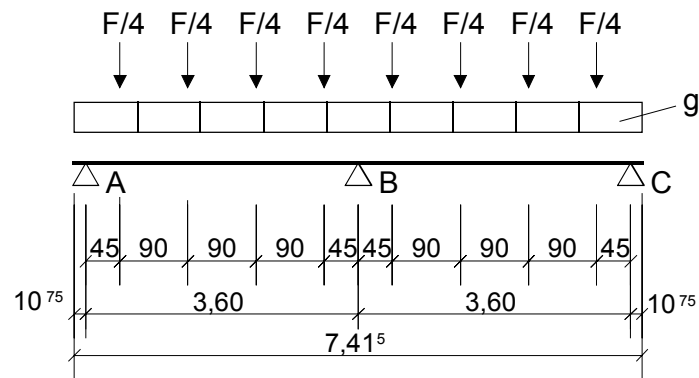
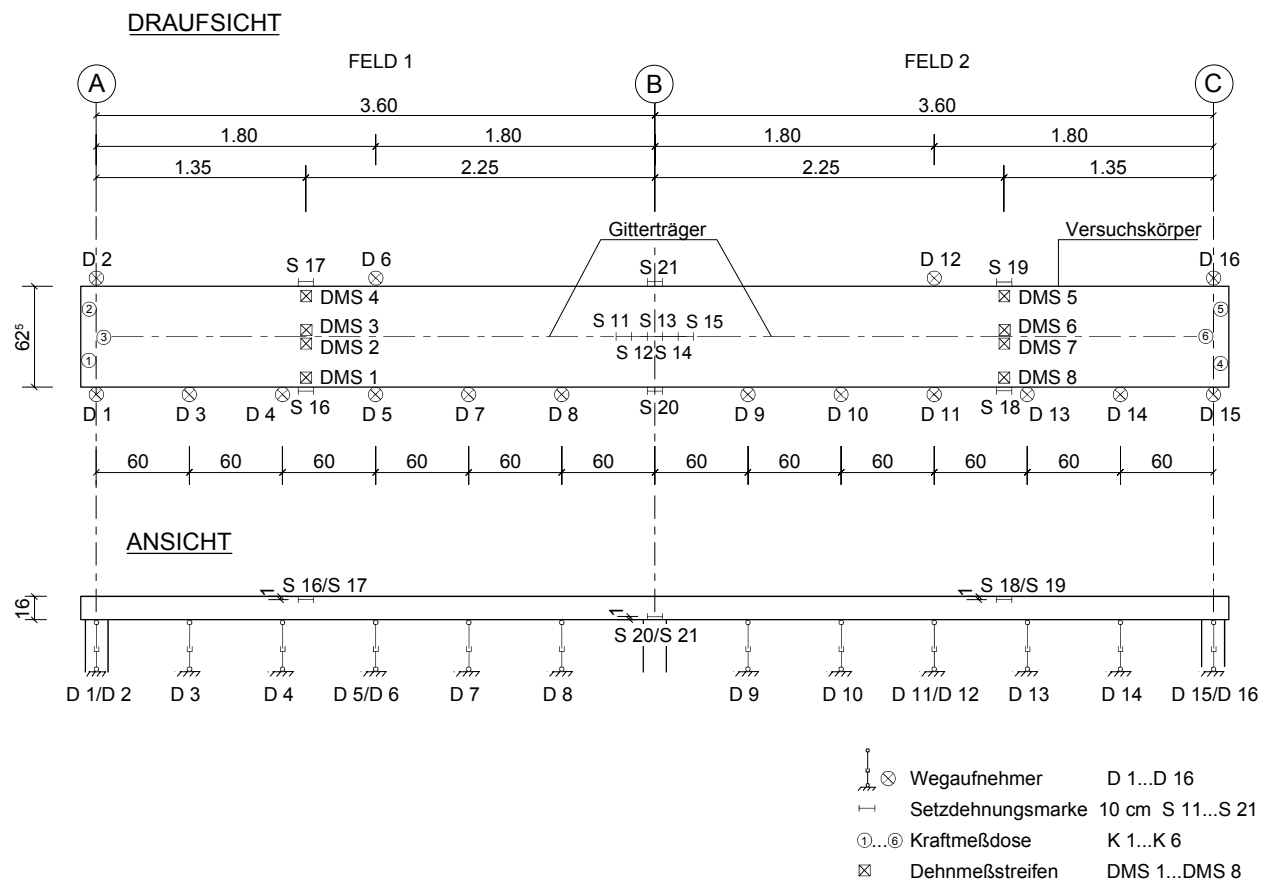


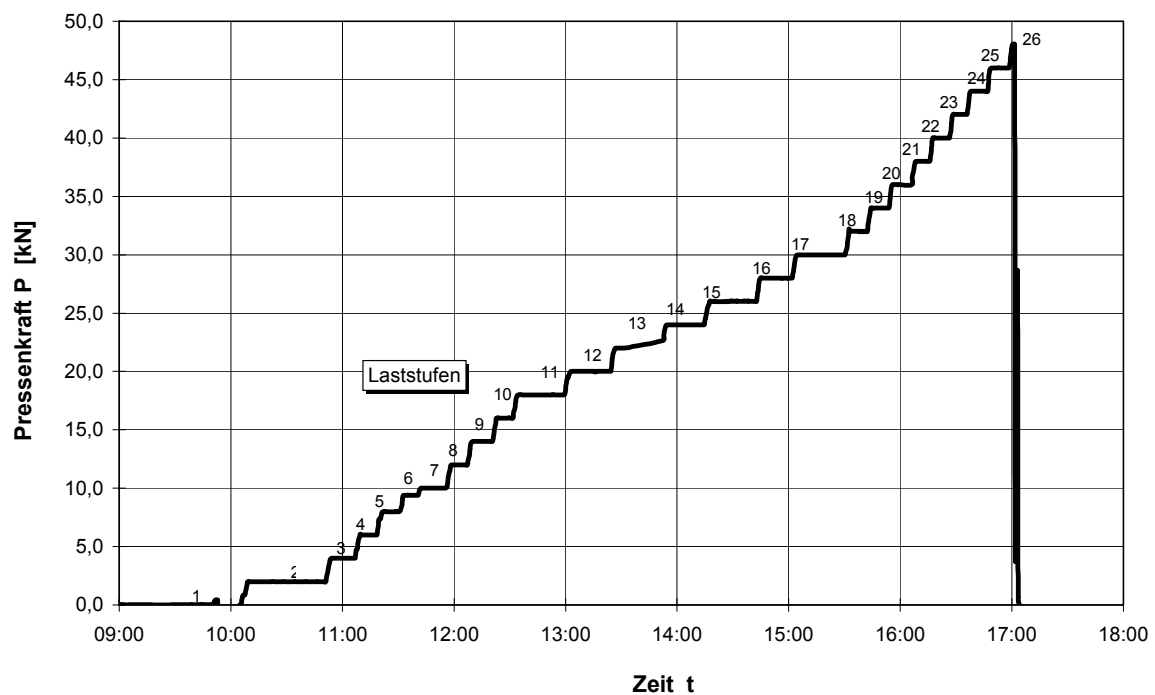
Bild A 4:  
Reihe A: Bewehrungsplan der Elementplatten der Versuchskörper



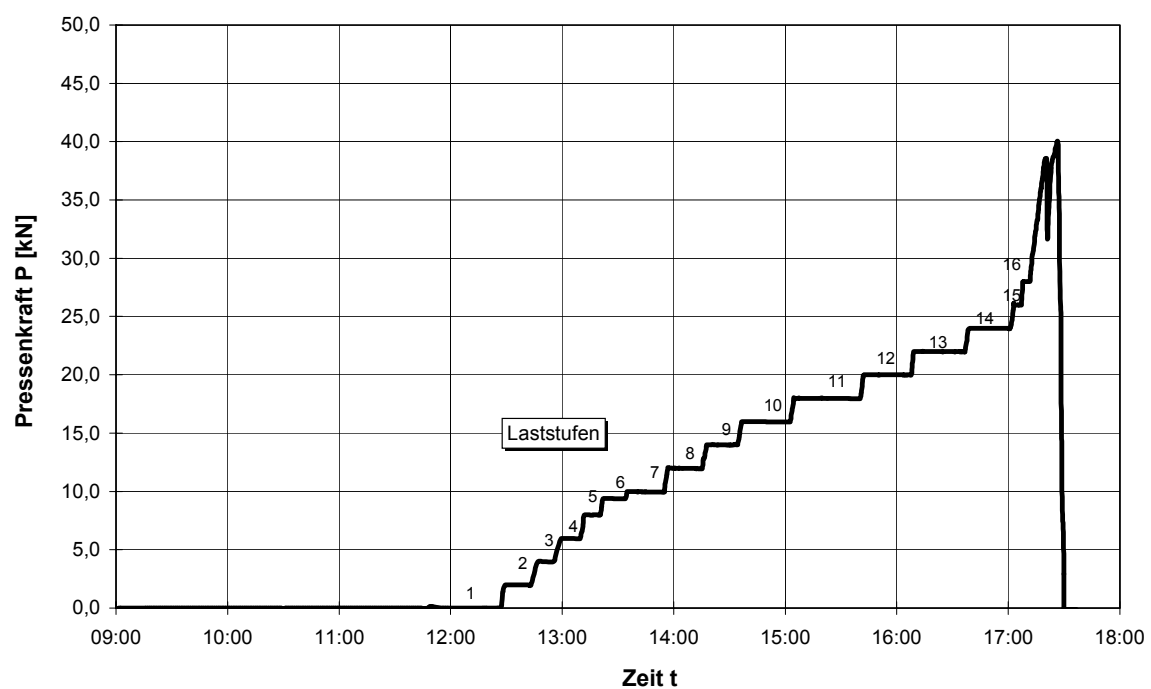
**Bild A 5:**  
**Reihe A: Statisches System Versuchskörper**



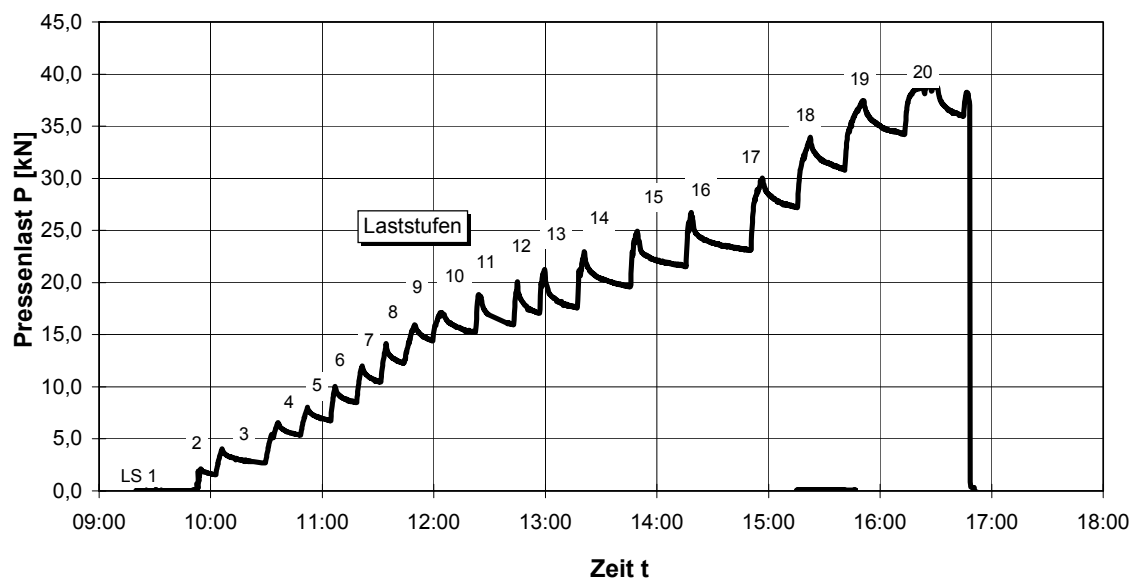
**Bild A 6:**  
**Reihe A: Anordnung der Messstellen**



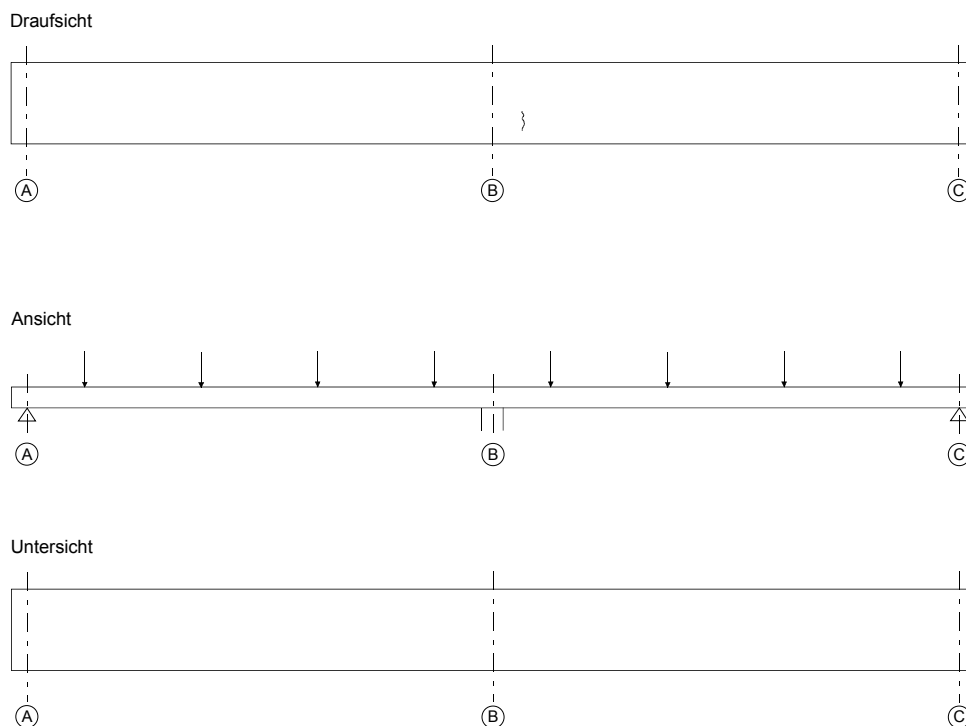
**Bild A 7:**  
 VK A 16/1: Während der Versuchsdurchführung gemessene Pressenlasten (kraftge-  
 steuert)



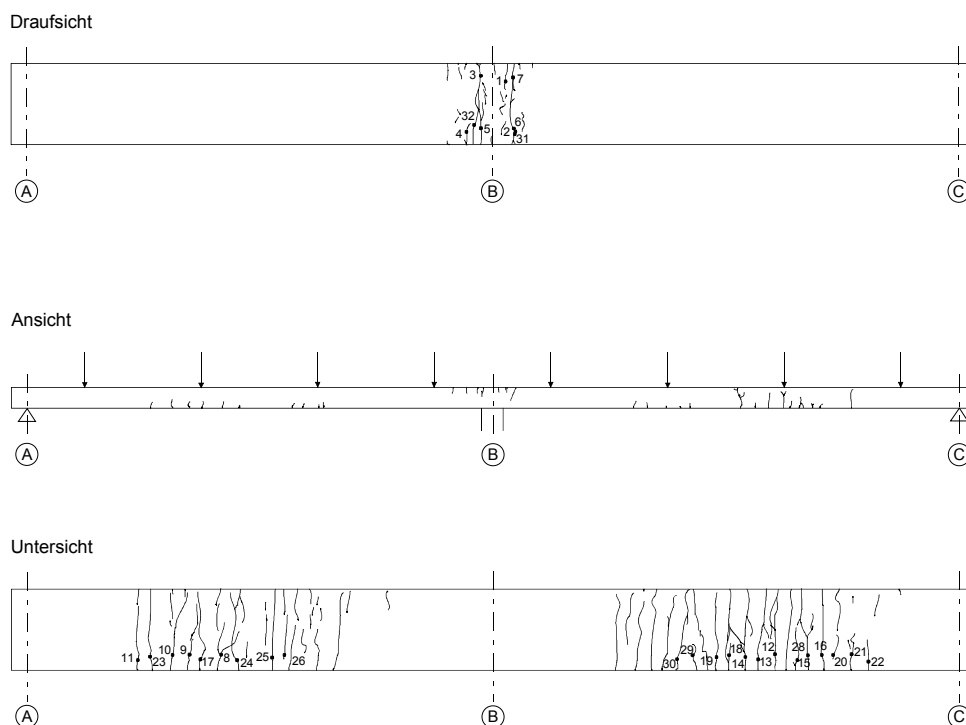
**Bild A 8:**  
 VK A 16/2 : Während der Versuchsdurchführung gemessene Pressenlasten (kraftge-  
 steuert)



**Bild A 9:**  
 VK A 16/3: Während der Versuchsdurchführung gemessene Pressenlasten (wegge-  
 steuert)



**Bild A 10:**  
**VK A 16/1: Rissbild - Gebrauchslastniveau (Laststufe 4)**



**Bild A 11:**  
**VK A 16/1: Rissbild – nach Abschluss Belastungsversuch**

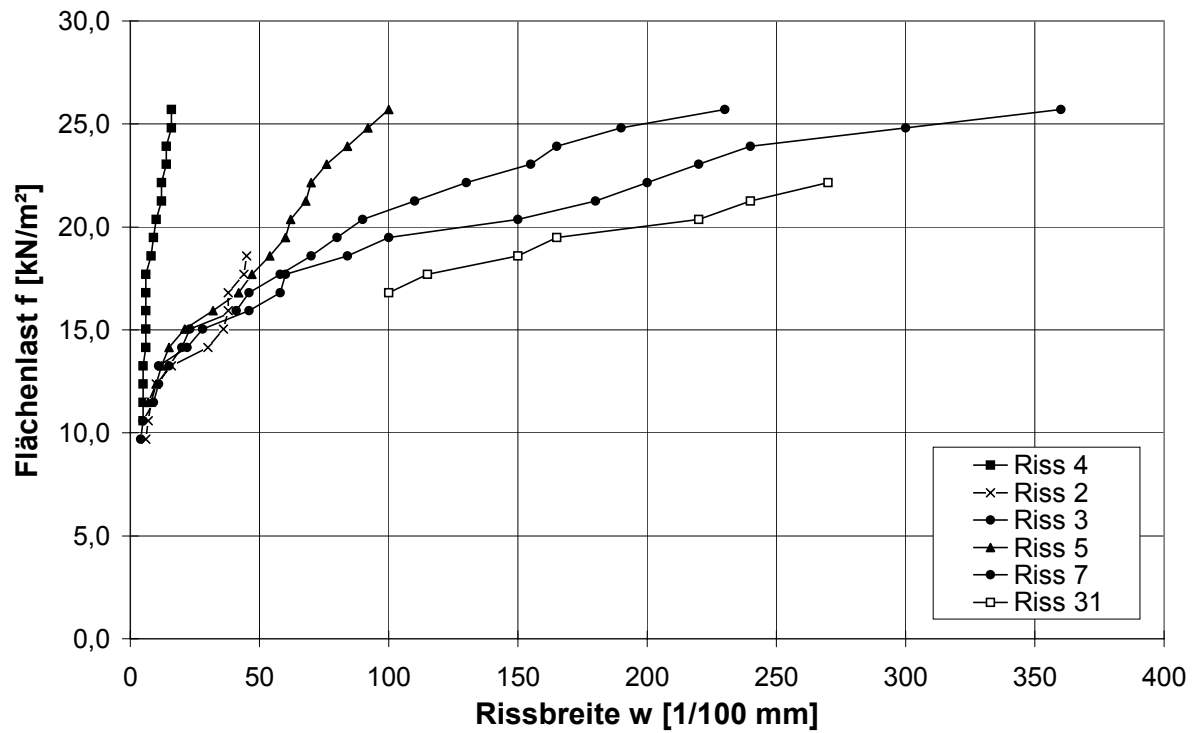


Bild A 12:

VK A 16/1: Rissbreiten über der Mittelstützung in Abhängigkeit von der Flächenlast

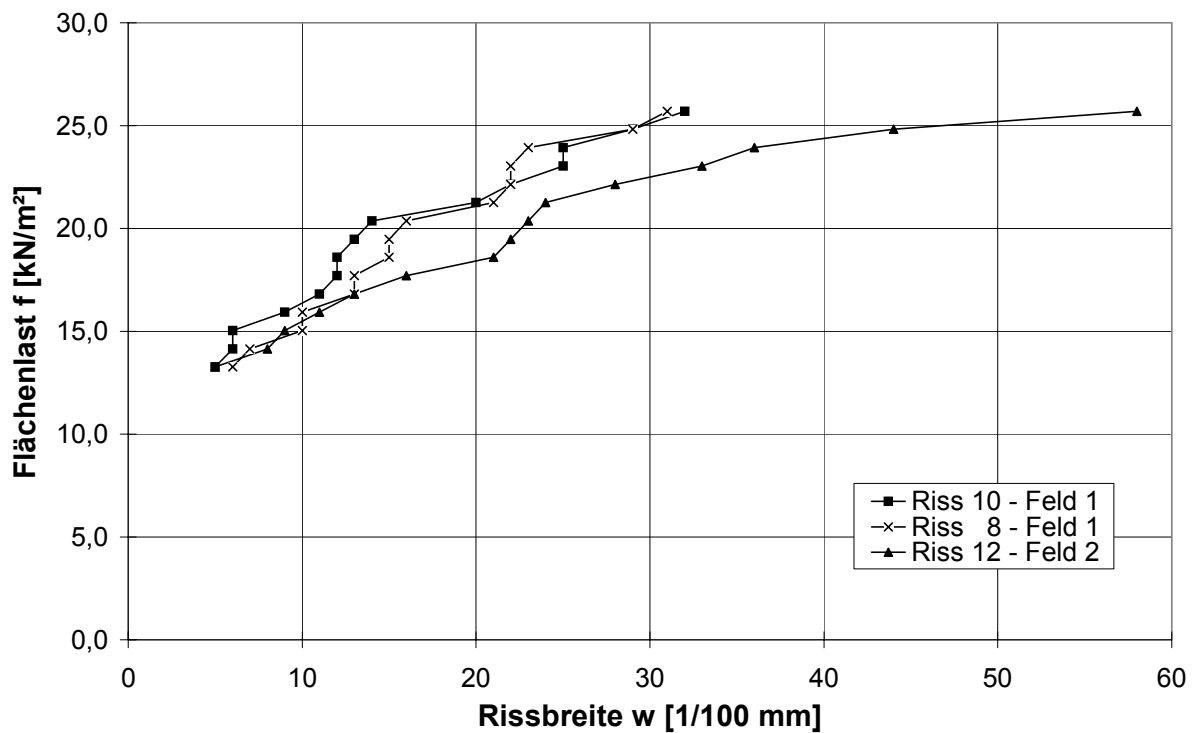
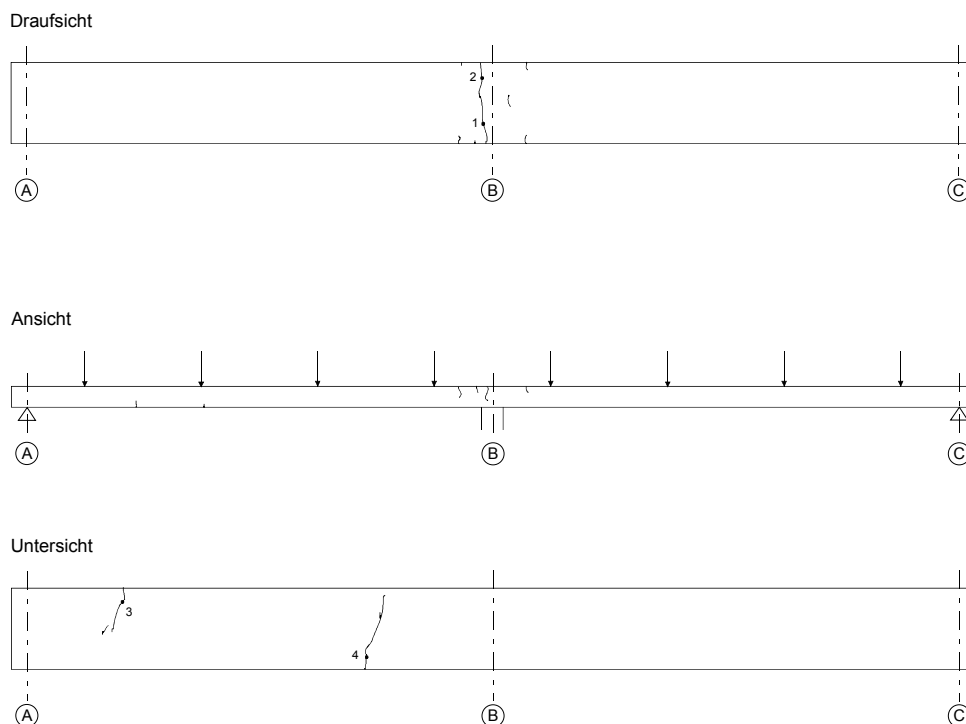


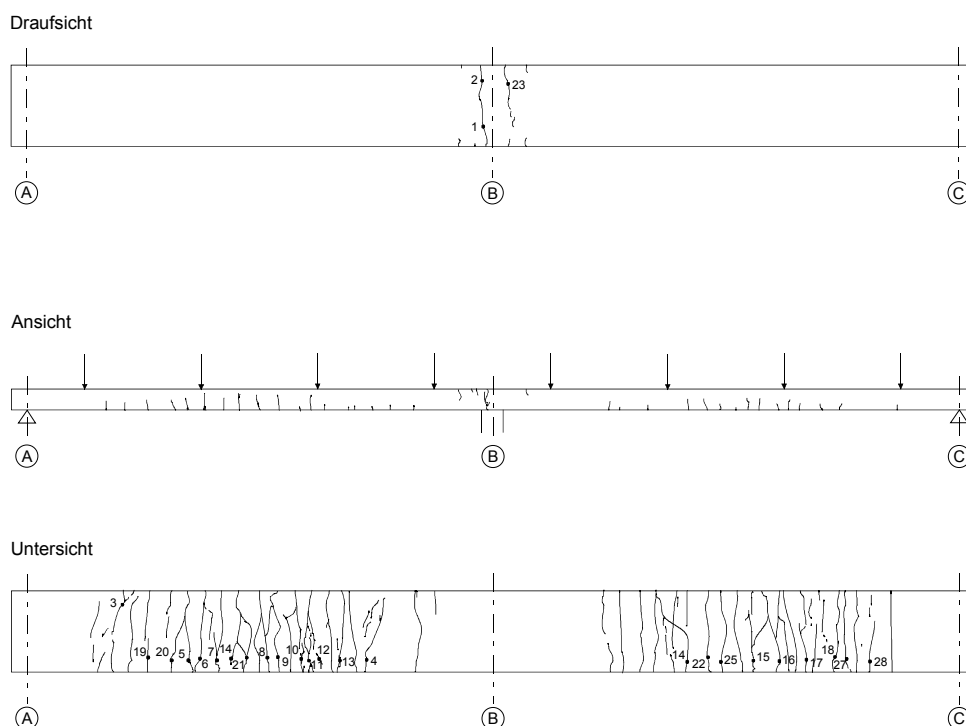
Bild A 13:

VK A 16/1: Rissbreiten im Feld in Abhängigkeit von der Flächenlast





**Bild A 14:**  
**VK A 16/2: Rissbild – Gebrauchslastniveau (Laststufe 4)**



**Bild A 15:**  
**VK A 16/2: Rissbild – nach Abschluss Belastungsversuch**

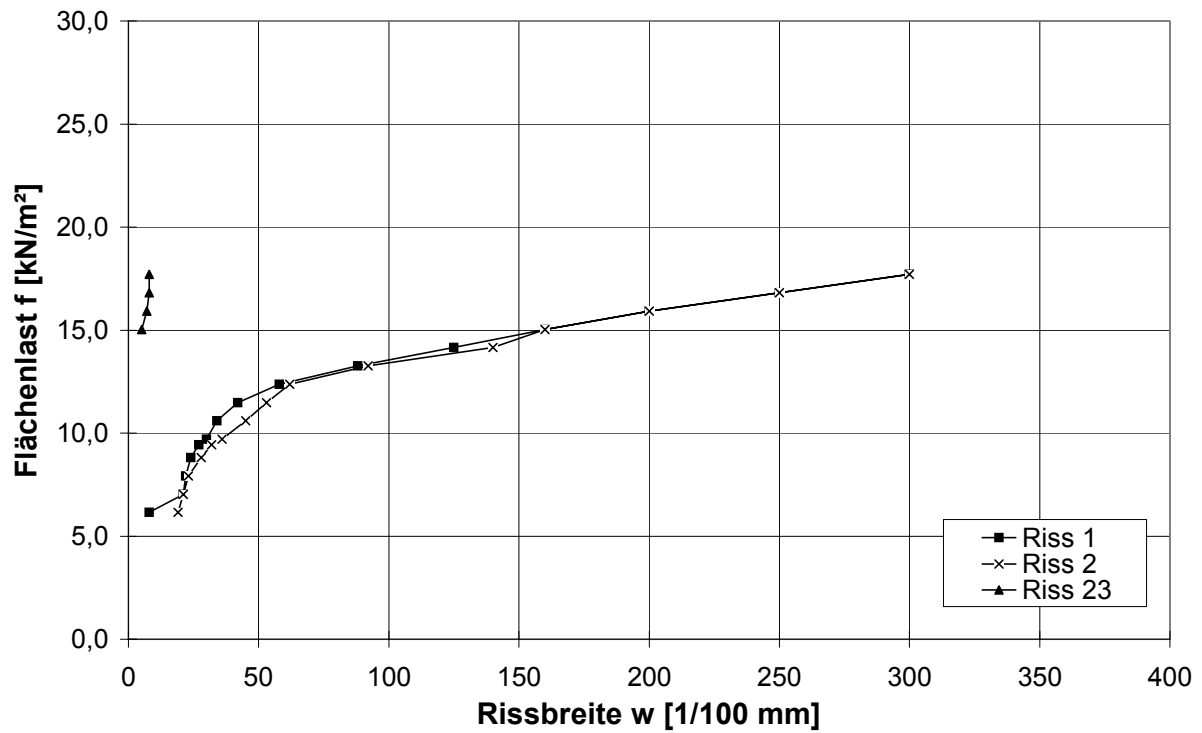


Bild A 16:  
VK A 16/2: Rissbreiten über der Mittelstützung in Abhängigkeit von der Flächenlast

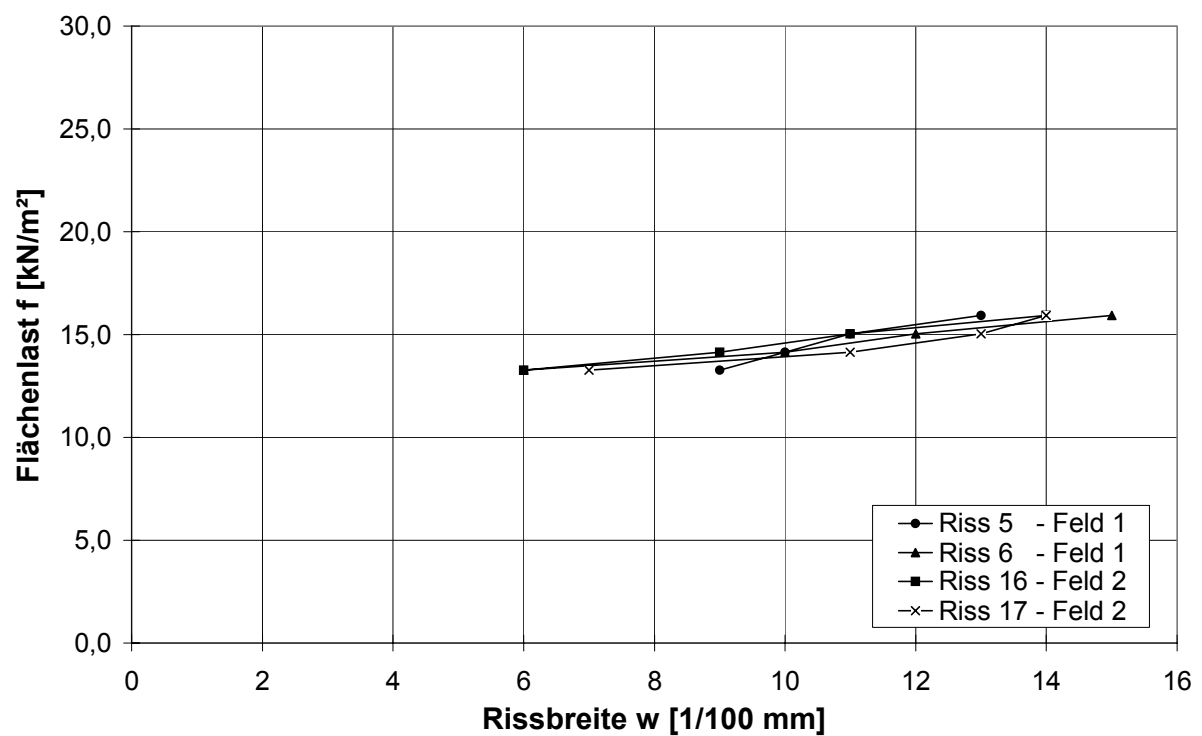
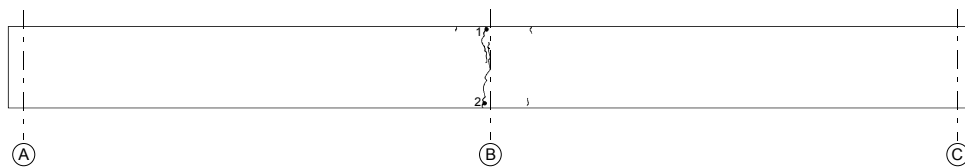
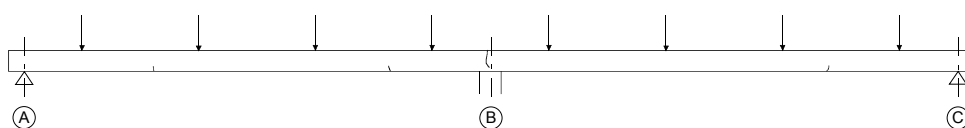


Bild A 17:  
VK A 16/2: Rissbreite im Feld in Abhängigkeit von der Flächenlast

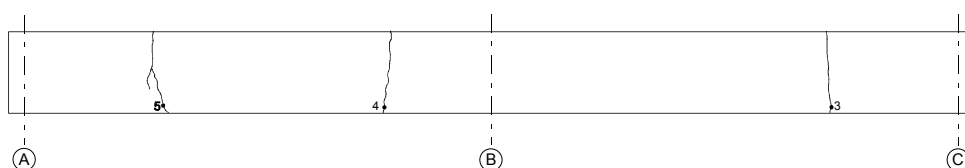
Draufsicht



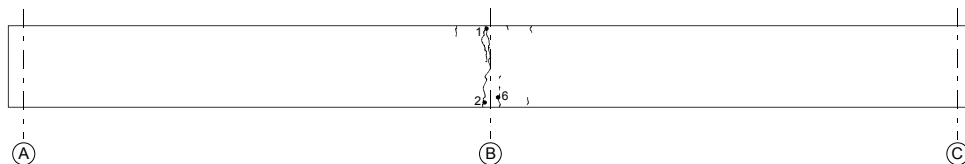
Ansicht



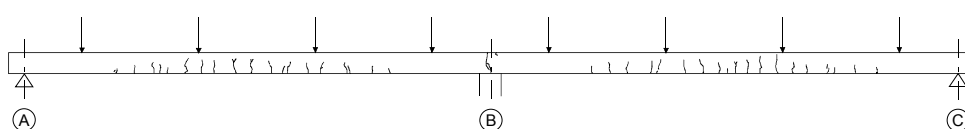
Untersicht

**Bild A 18:****VK A 16/3: Rissbild – Gebrauchslastniveau (Laststufe 4)**

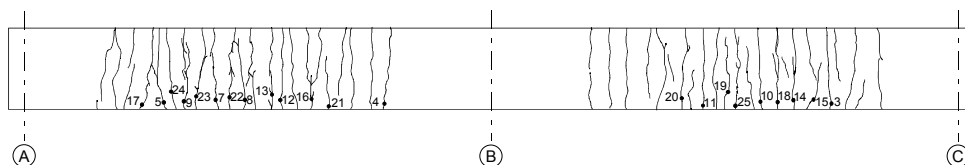
Draufsicht



Ansicht



Untersicht

**Bild A 19:****VK A 16/3: Rissbild – nach Abschluss Belastungsversuch**

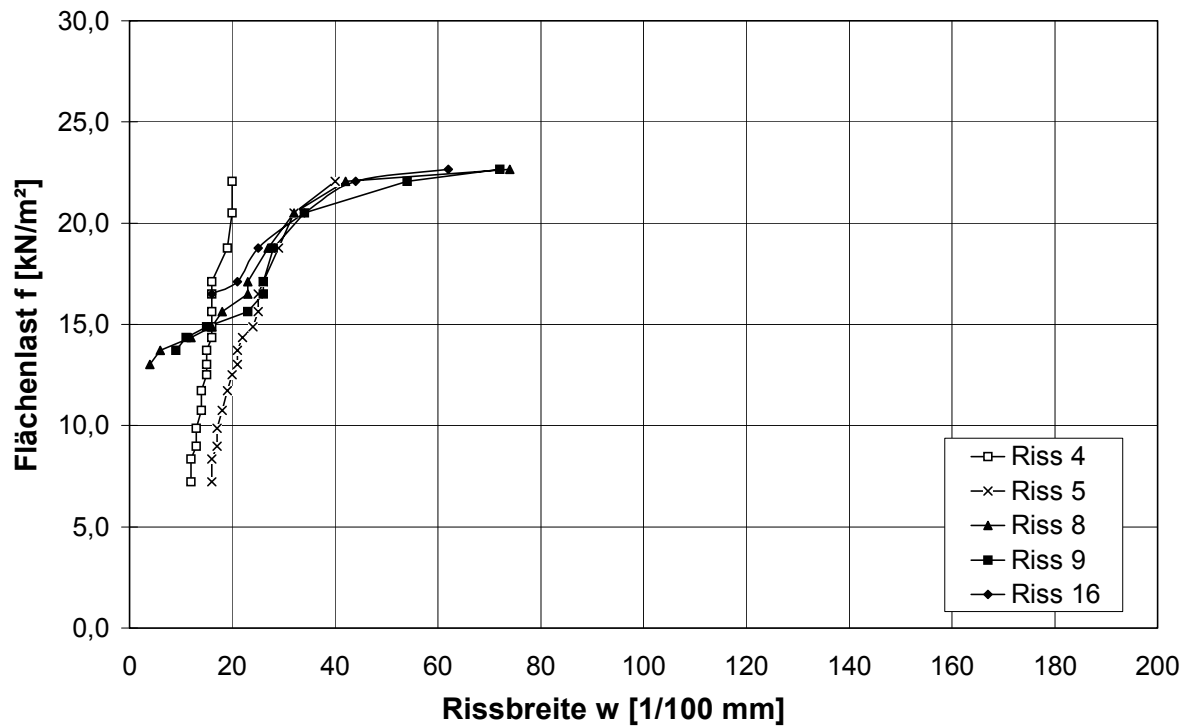


Bild A 20:

VK A 16/3: Rissbreiten im Feld 1 in Abhängigkeit von der Flächenlast

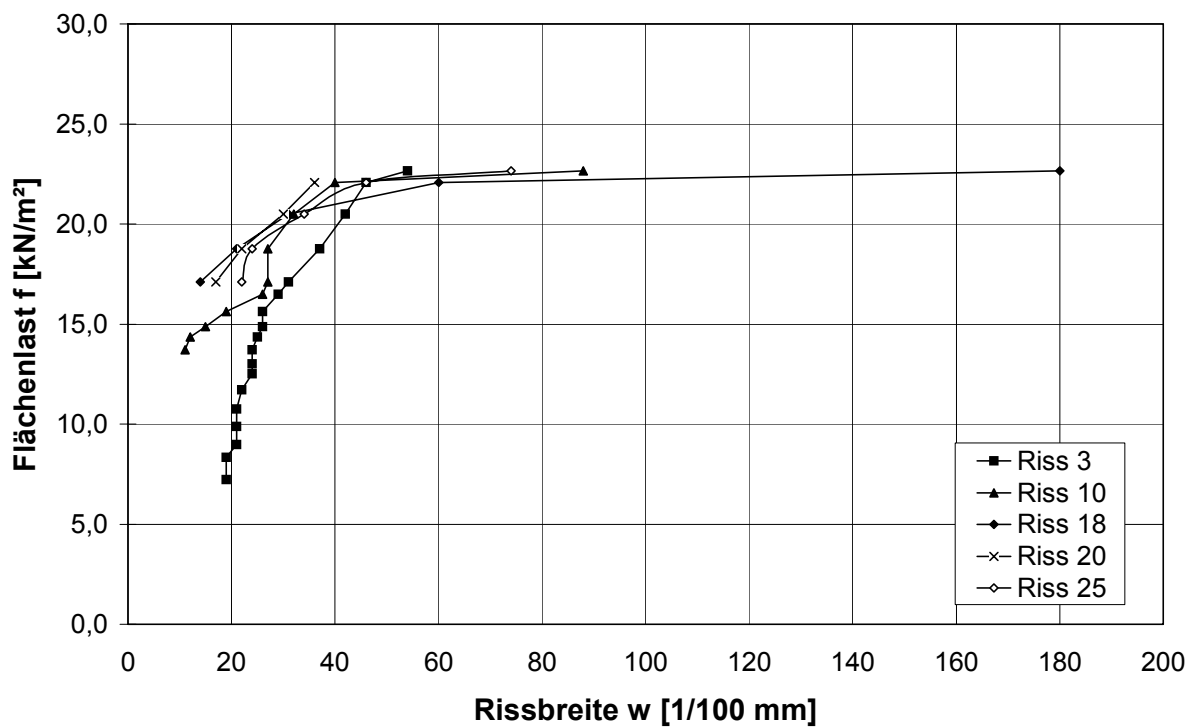


Bild A 21:

VK A 16/3: Rissbreiten im Feld 2 in Abhängigkeit von der Flächenlast

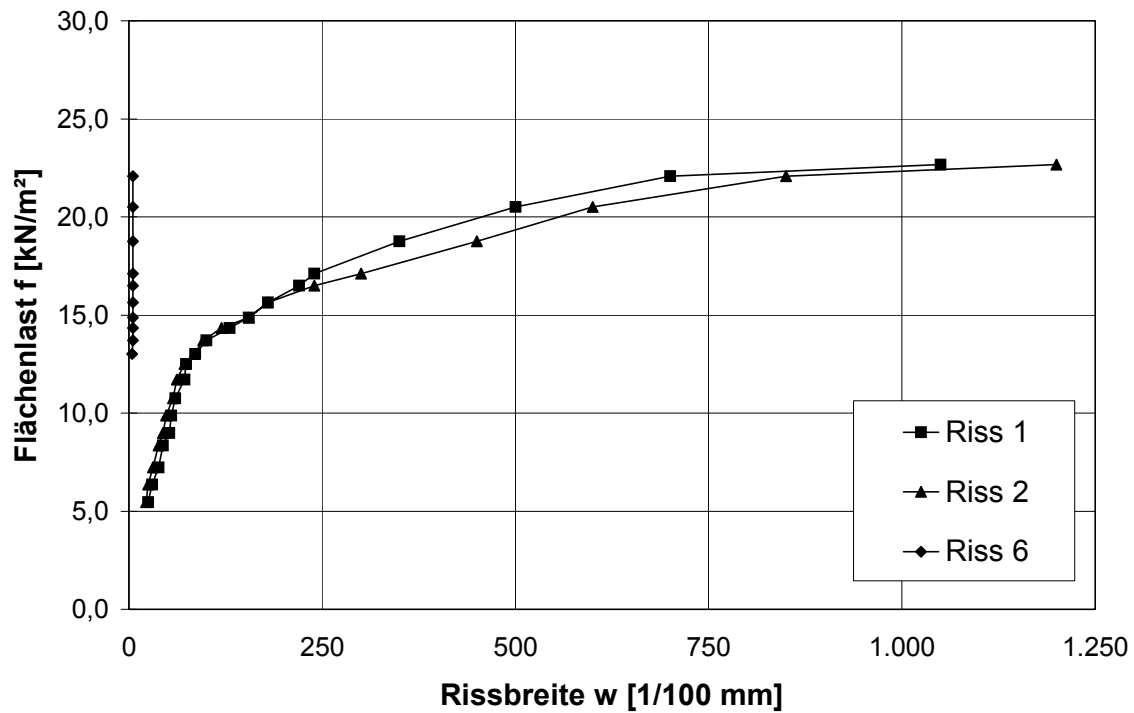


Bild A 22:

VK A 16/3: Rissbreiten über der Mittelstützung in Abhängigkeit von der Flächenlast

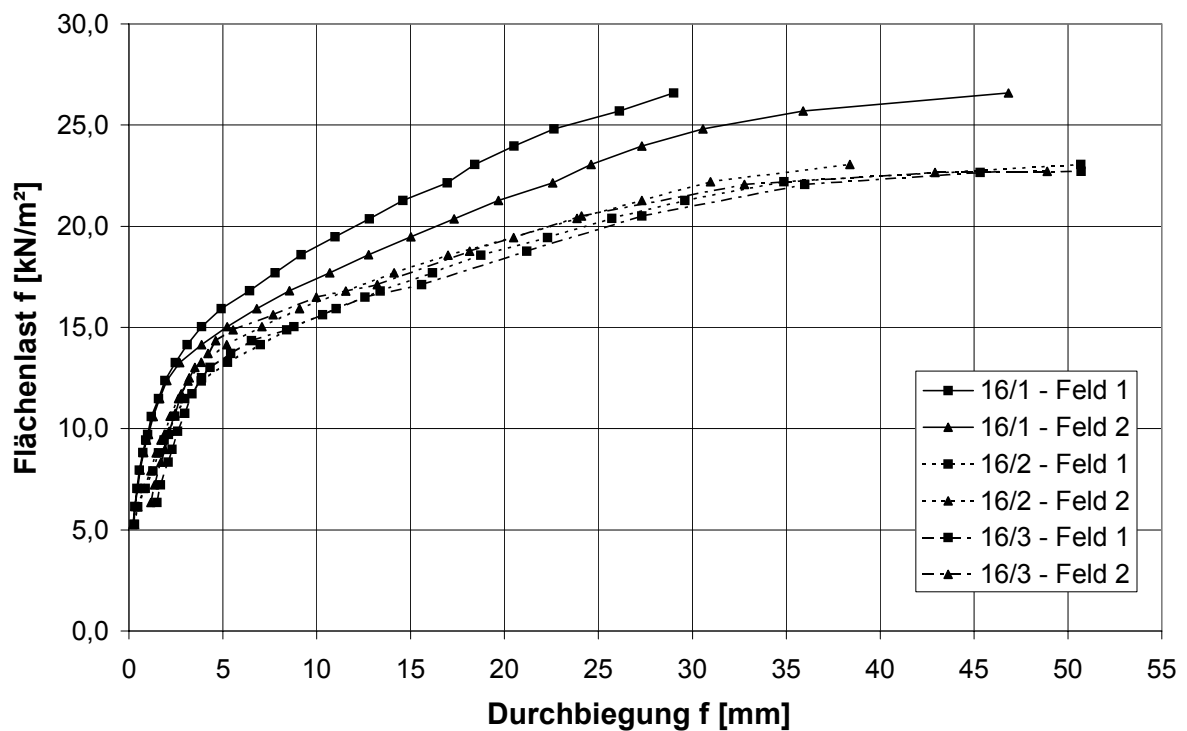


Bild A 23:

Durchbiegungen alle VK A im Feld in Abhängigkeit von der Flächenlast

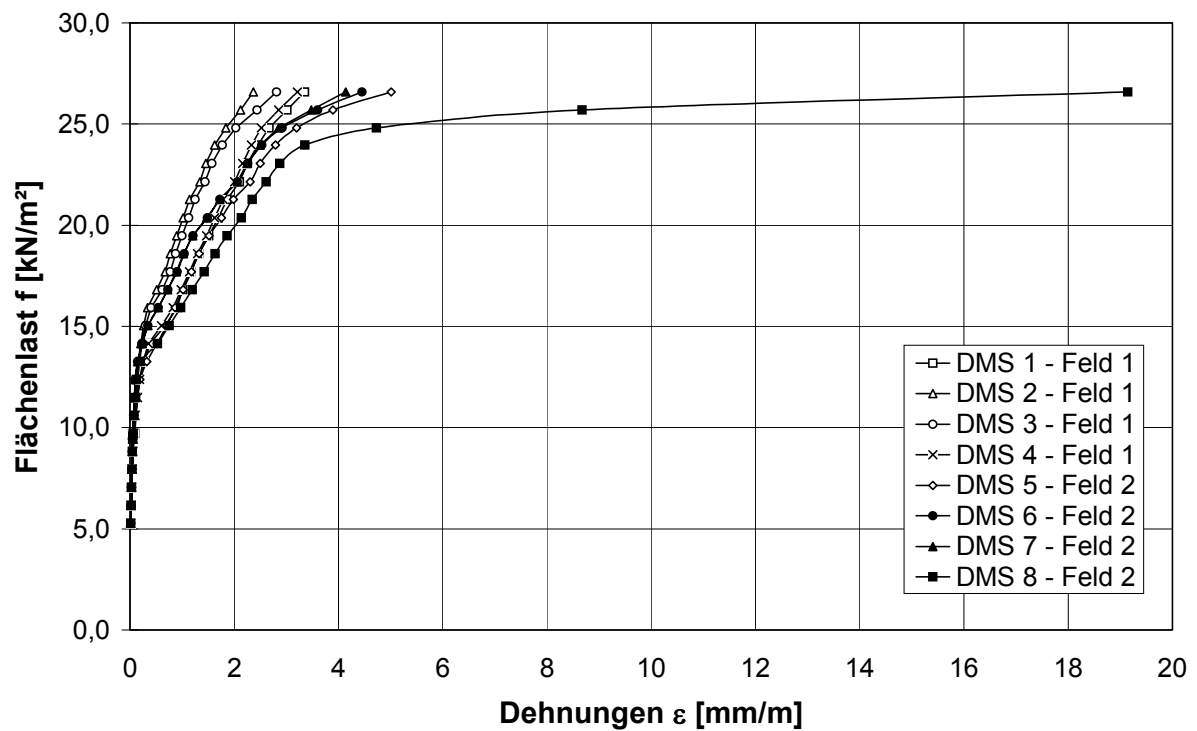


Bild A 24:

VK A 16/1: Dehnungen der Feldbewehrung in Abhängigkeit von der Flächenlast

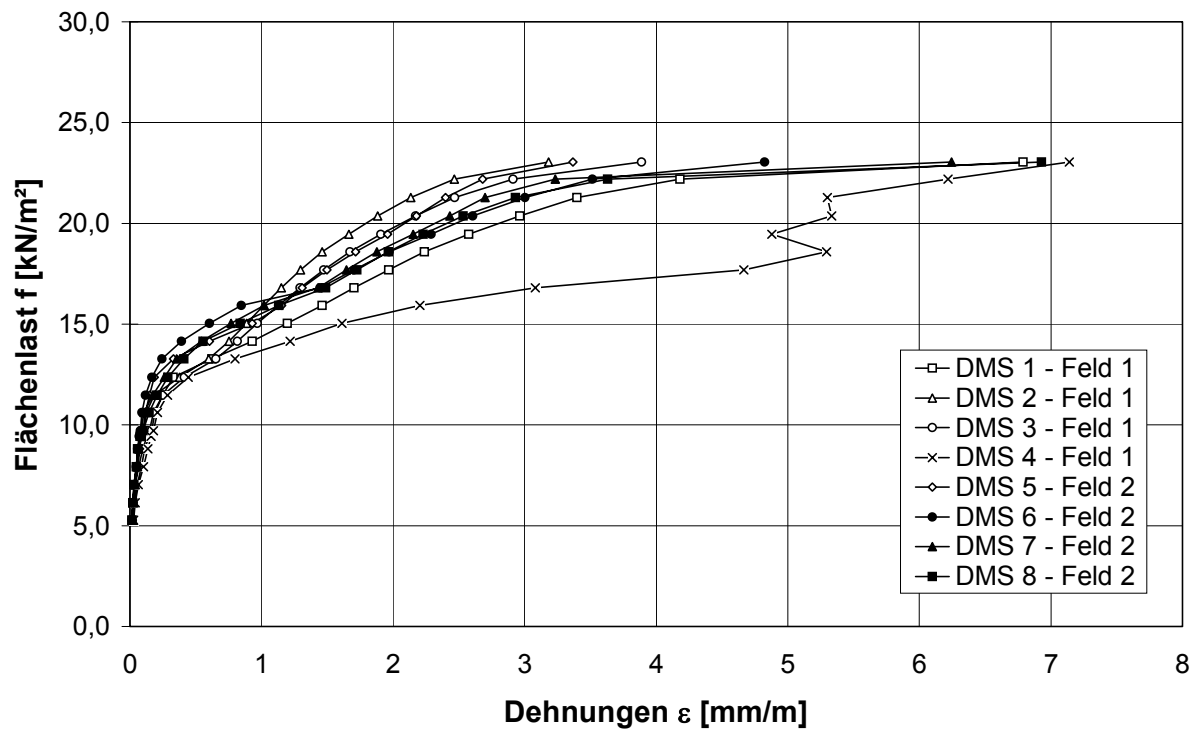


Bild A 25:

VK A 16/2: Dehnungen der Feldbewehrung in Abhängigkeit von der Flächenlast

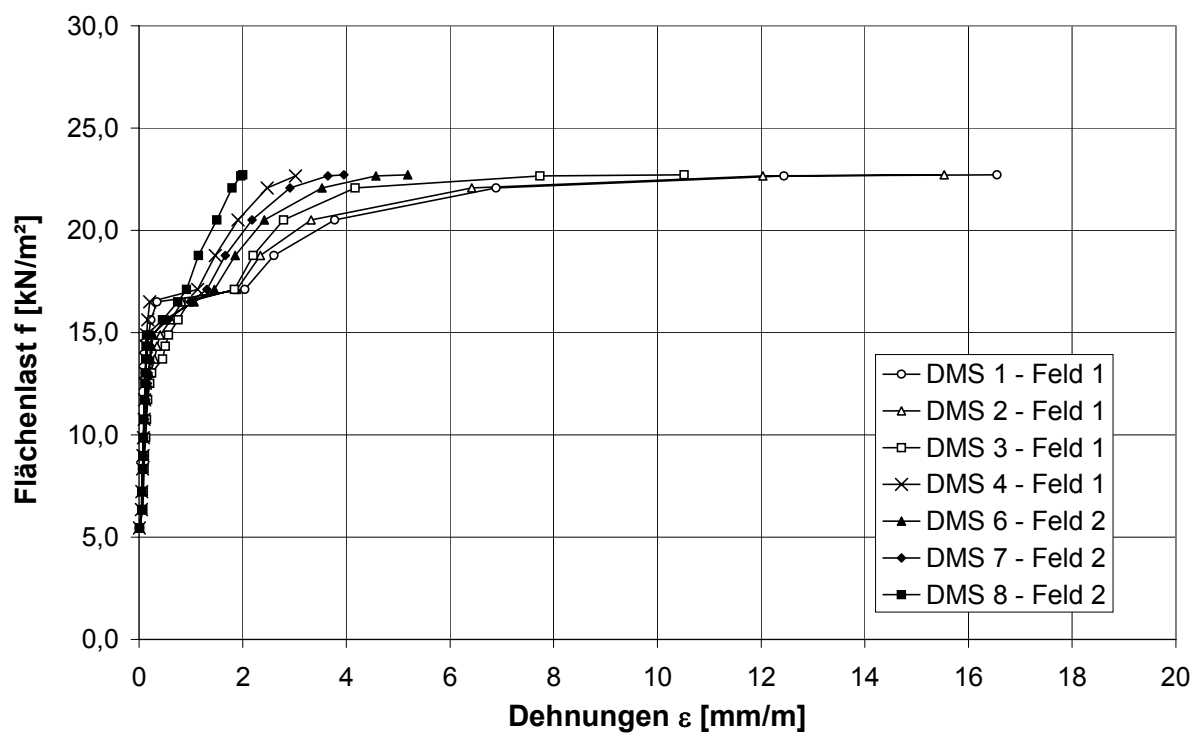


Bild A 26:

VK A 16/3: Dehnungen der Feldbewehrung in Abhängigkeit von der Flächenlast

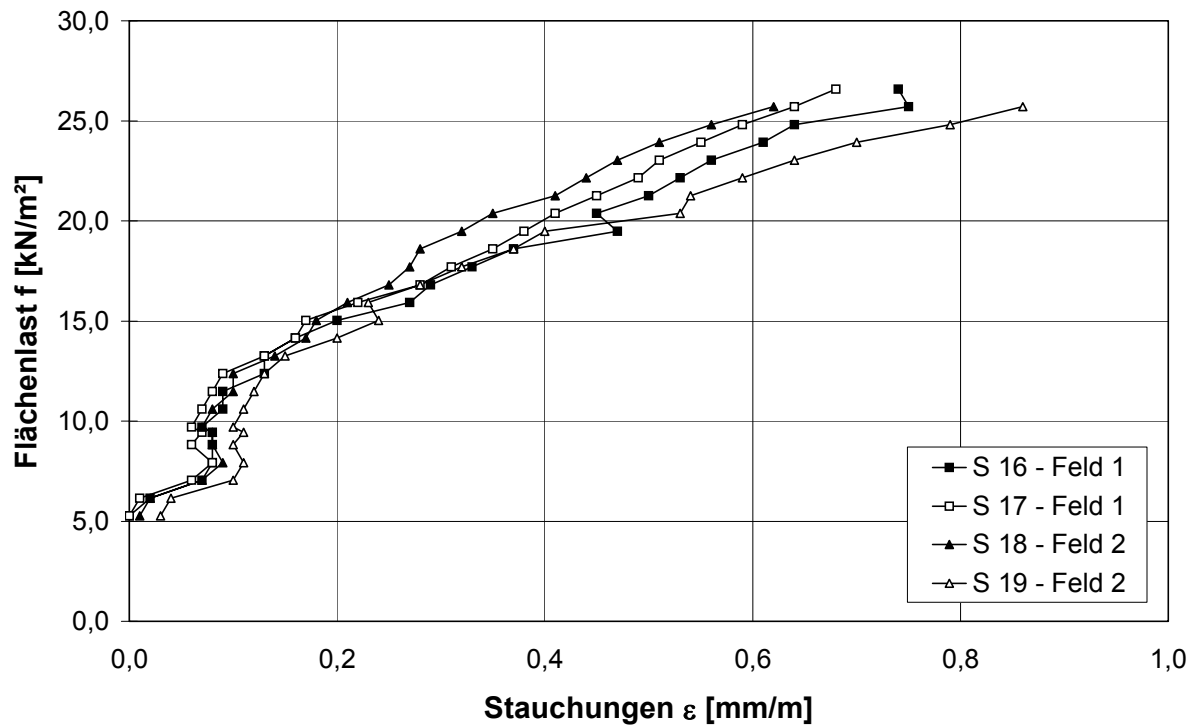


Bild A 27:

VK A 16/1: Stauchungen am oberen Betonrand in Abhängigkeit von der Flächenlast

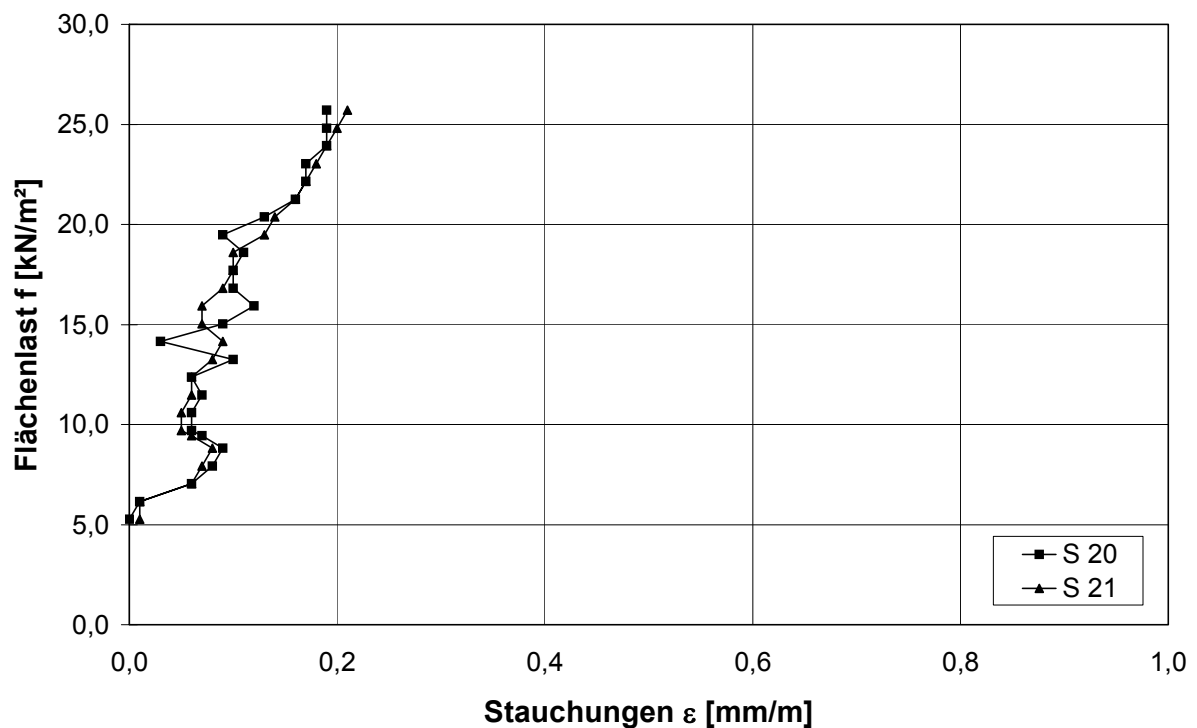


Bild A 28:

VK A 16/1: Stauchungen am unteren Betonrand im Bereich der Mittelunterstützung in Abhängigkeit von der Flächenlast



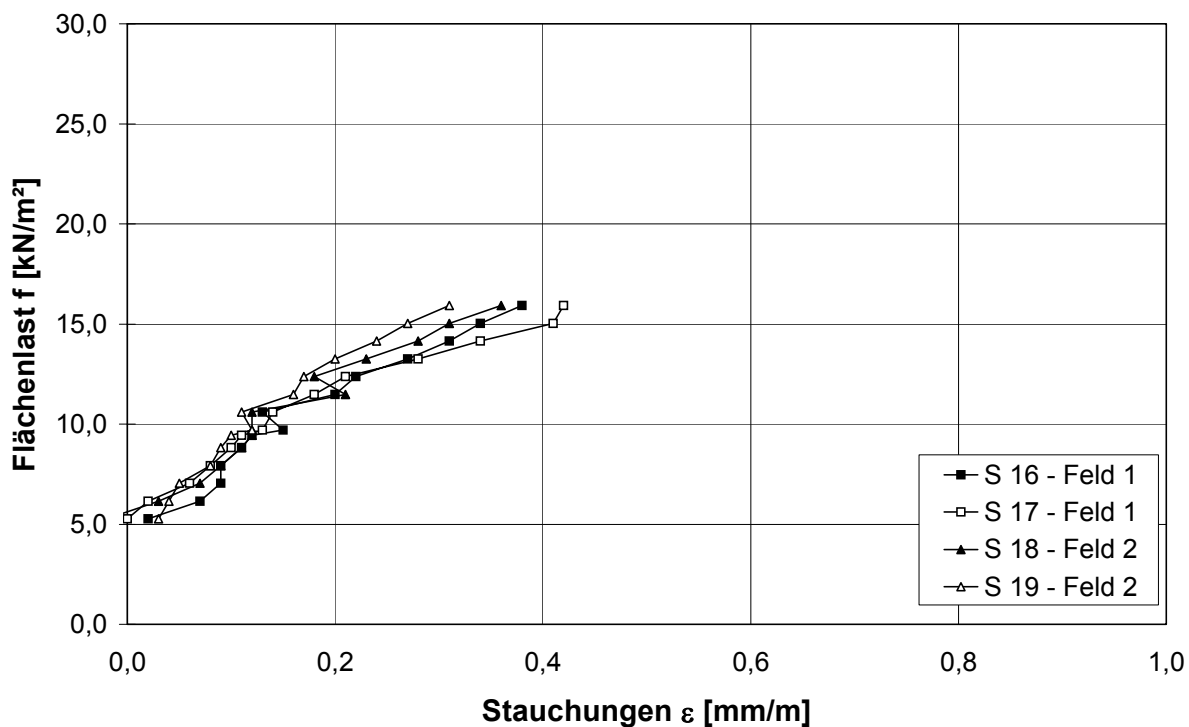


Bild A 29:

VK A 16/2: Stauchungen am oberen Betonrand in Abhängigkeit von der Flächenlast

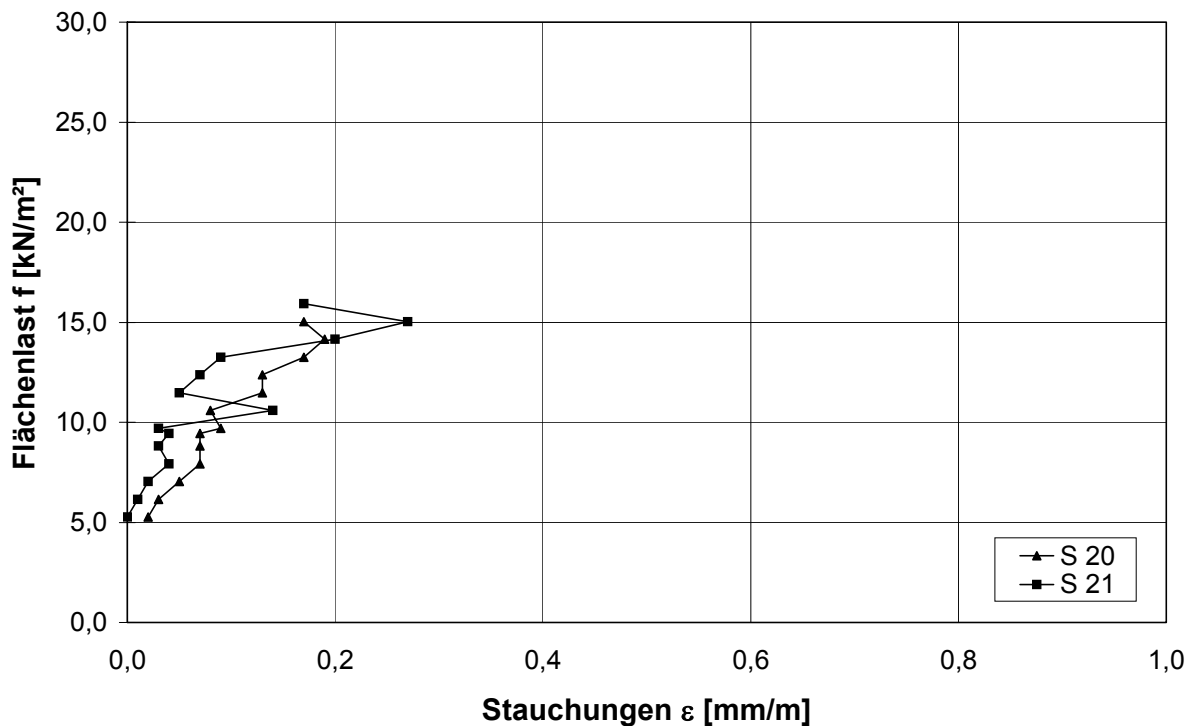


Bild A 30:

VK A 16/2: Stauchungen am unteren Betonrand im Bereich der Mittelunterstützung in Abhängigkeit von der Flächenlast

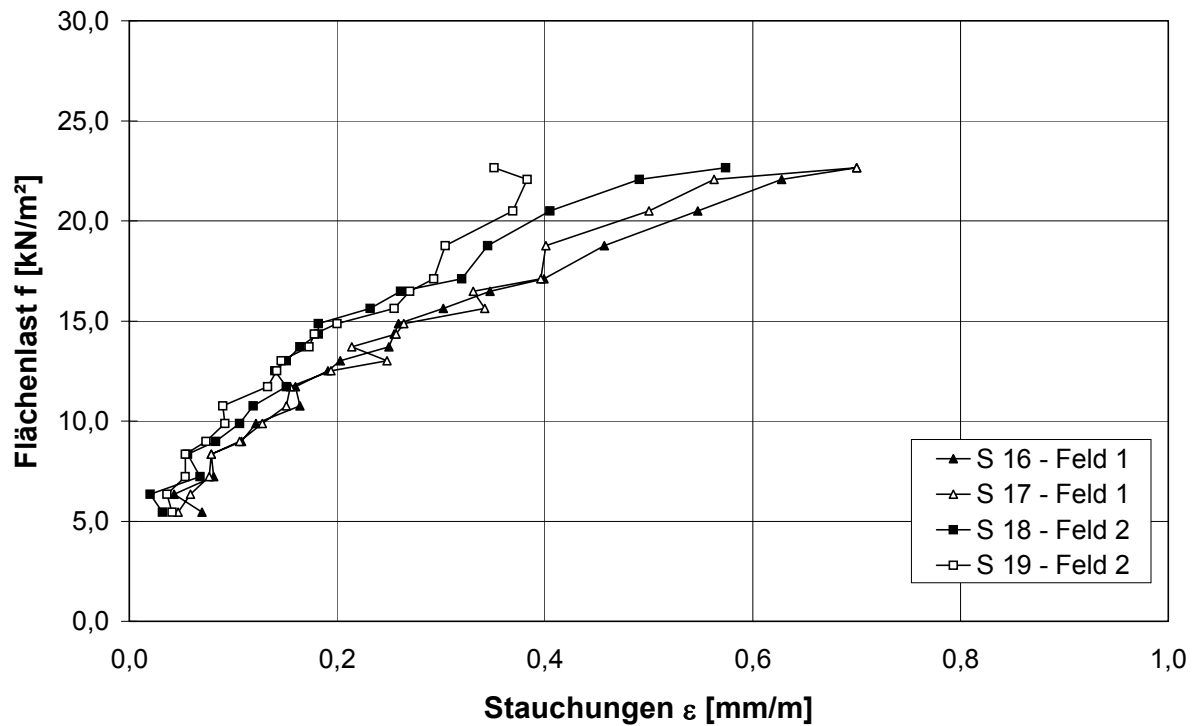


Bild A 31:

VK A 16/3: Stauchungen am oberen Betonrand in Abhängigkeit von der Flächenlast

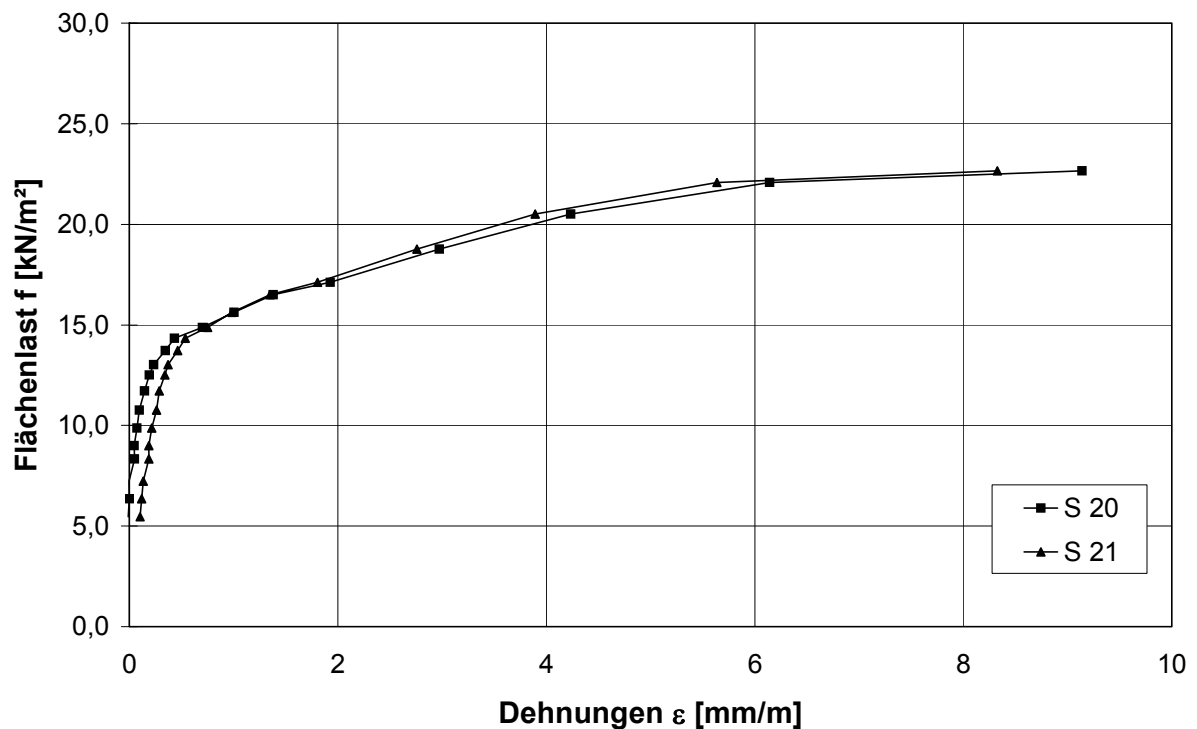


Bild A 32:

VK A 16/3: Stauchungen am unteren Betonrand im Bereich der Mittelunterstützung in Abhängigkeit von der Flächenlast

## A3 Anhang Reihe B

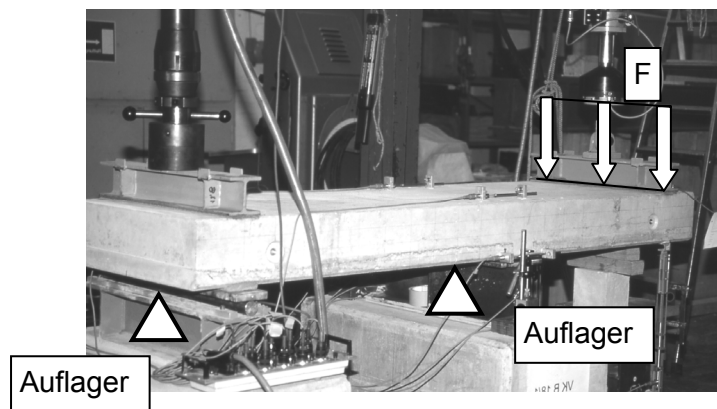
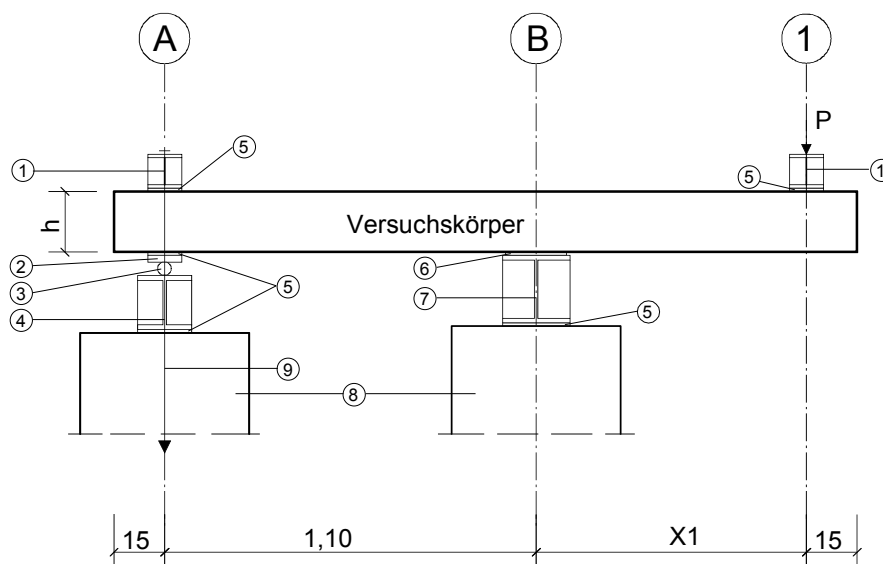


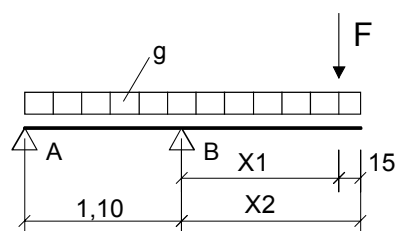
Bild B 1:  
Reihe B: Versuchsstand



- 1 IPB 100,  $I = 625 \text{ mm}^4$  ( $I = 755 \text{ mm}^4$  bei VK B 12/1)
- 2 Blech  $20 \times 100 \times 700 \text{ mm}$
- 3 Rundstahl  $40 \text{ mm}$
- 4 IPB 160,  $I = 700 \text{ mm}^4$
- 5 Mörtelschicht  $d = 10 \text{ mm}$

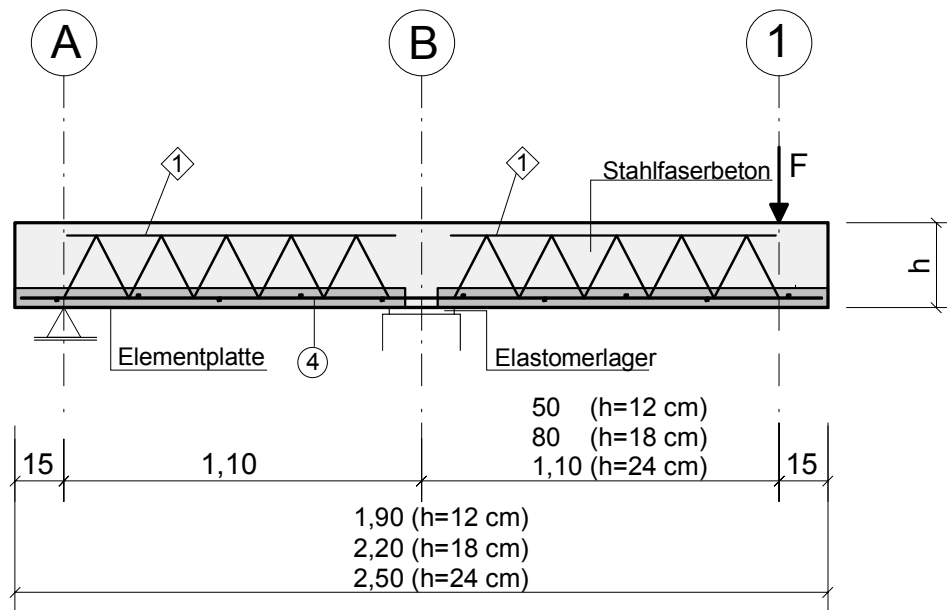
- 6 EPDM Baulager  $10 \times 175 \times 625 \text{ mm}$
- 7 IPB 200,  $I = 625 \text{ mm}^4$
- 8 Betonsockel
- 9 abhebende Auflagerkraft

Bild B 2:  
Reihe B: Systemskizze Versuchsaufbau



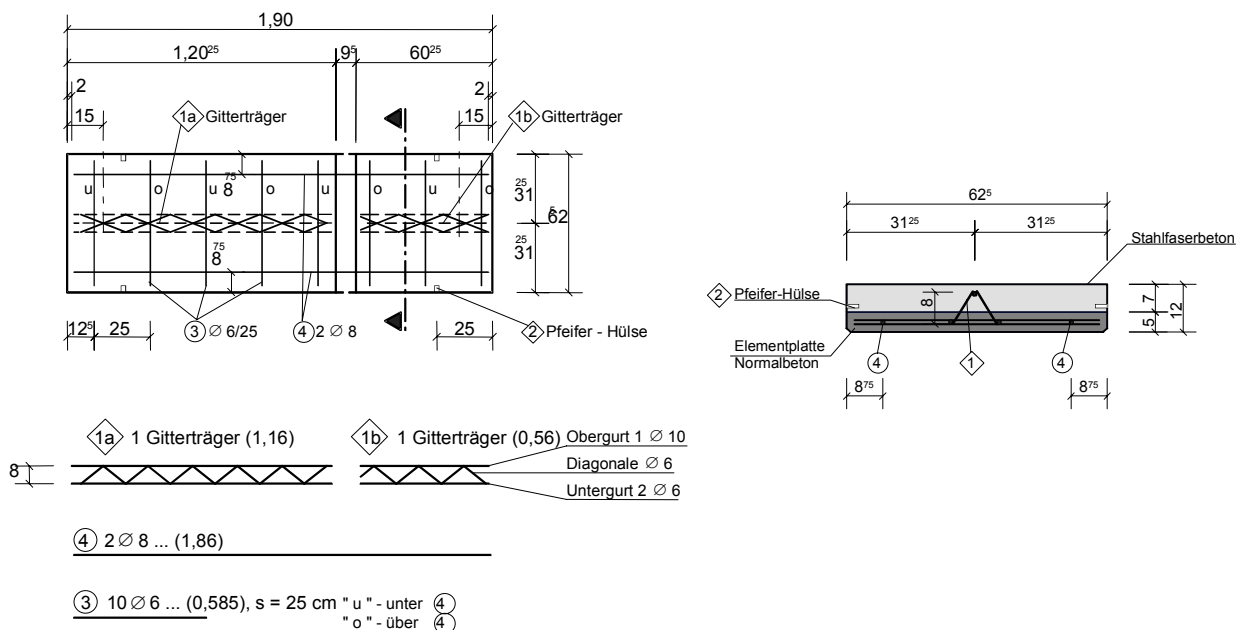
Versuchskörper	X1 [m]	X2 [m]
$h = 12 \text{ cm}$	0,50	0,65
$h = 18 \text{ cm}$	0,80	0,95
$h = 24 \text{ cm}$	1,10	1,25

Bild B 3  
Reihe B: Statisches System Versuchskörper



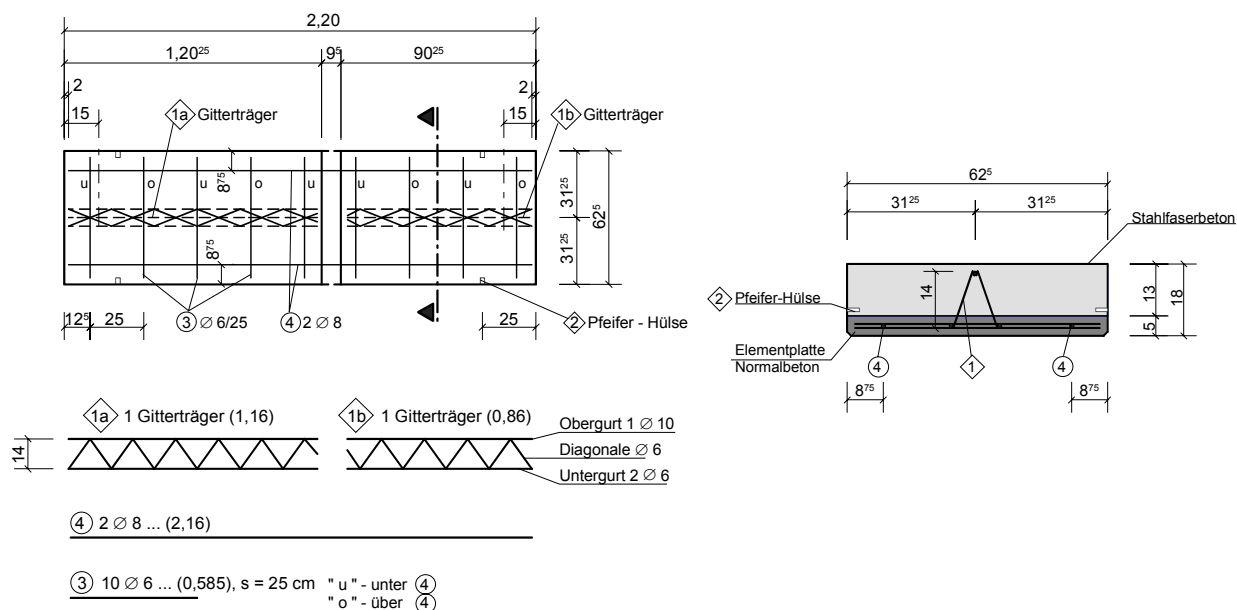
**Bild B 4:**  
**Reihe B: Bewehrungsskizze Längsschnitt**

### Draufsicht



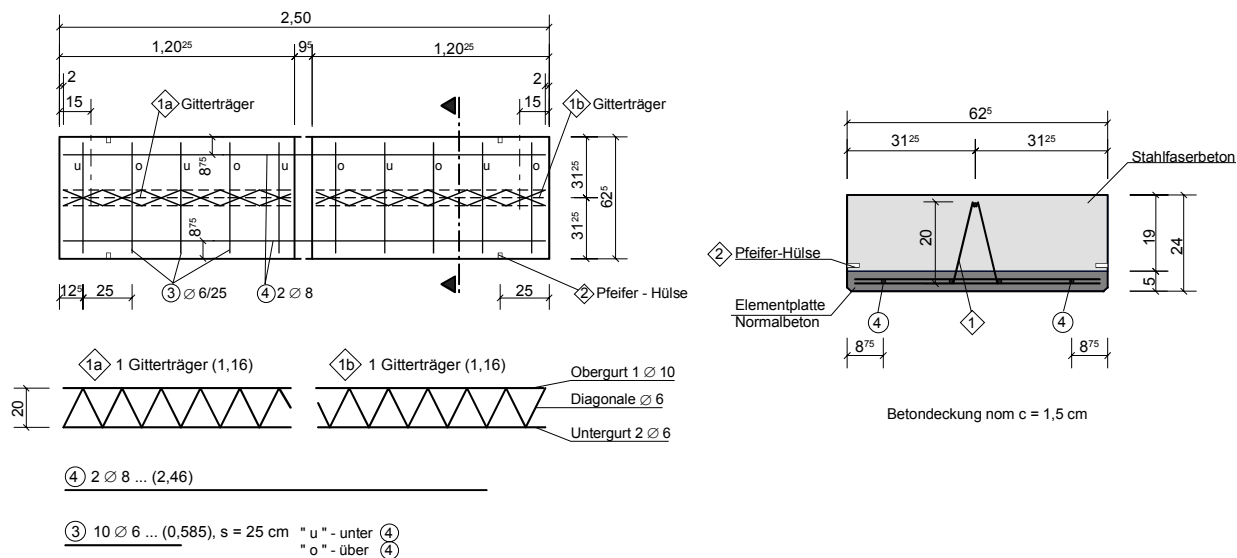
**Bild B 5:**  
**VK B 12: Bewehrungsskizze Draufsicht und Querschnitt – h = 12cm**

# Draufsicht

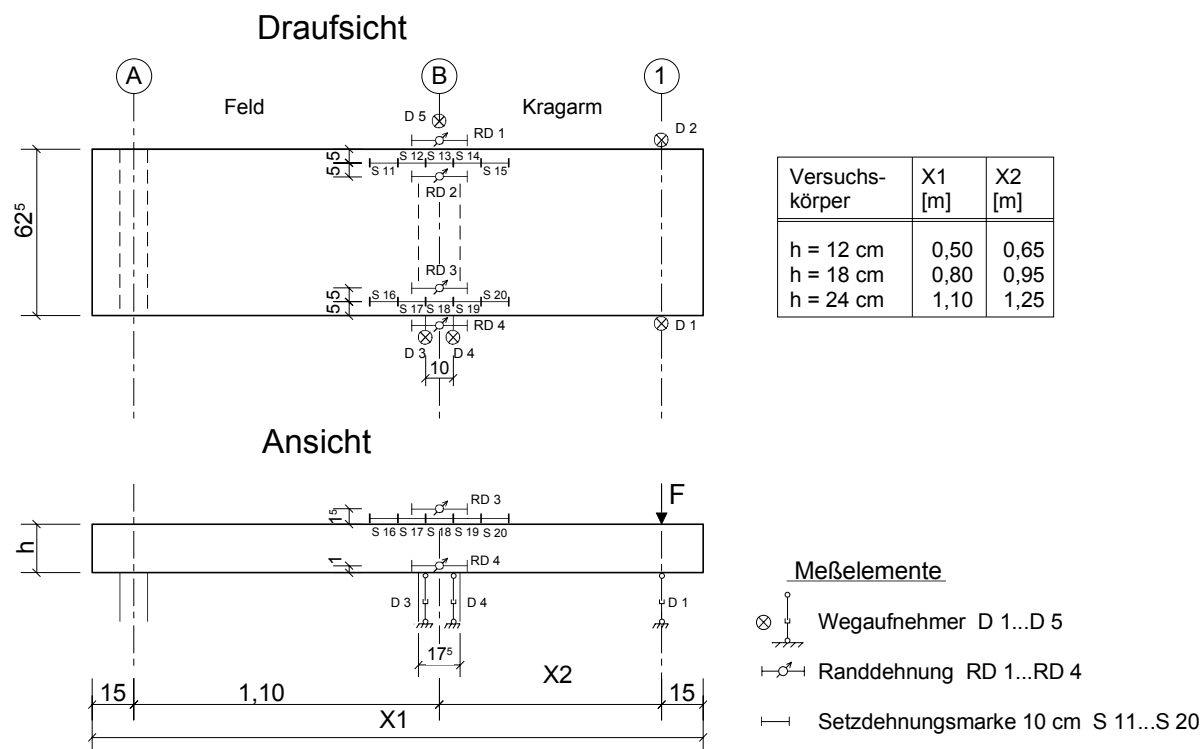


**Bild B 6:**  
VK B 18: Bewehrungsskizze Draufsicht und Querschnitt –  $h = 18\text{cm}$

# Draufsicht



**Bild B 7:**  
VK B 24: Bewehrungsskizze Draufsicht und Querschnitt –  $h = 24\text{cm}$



**Bild B 8:**  
**Reihe B: Systemskizze Messeinrichtung**

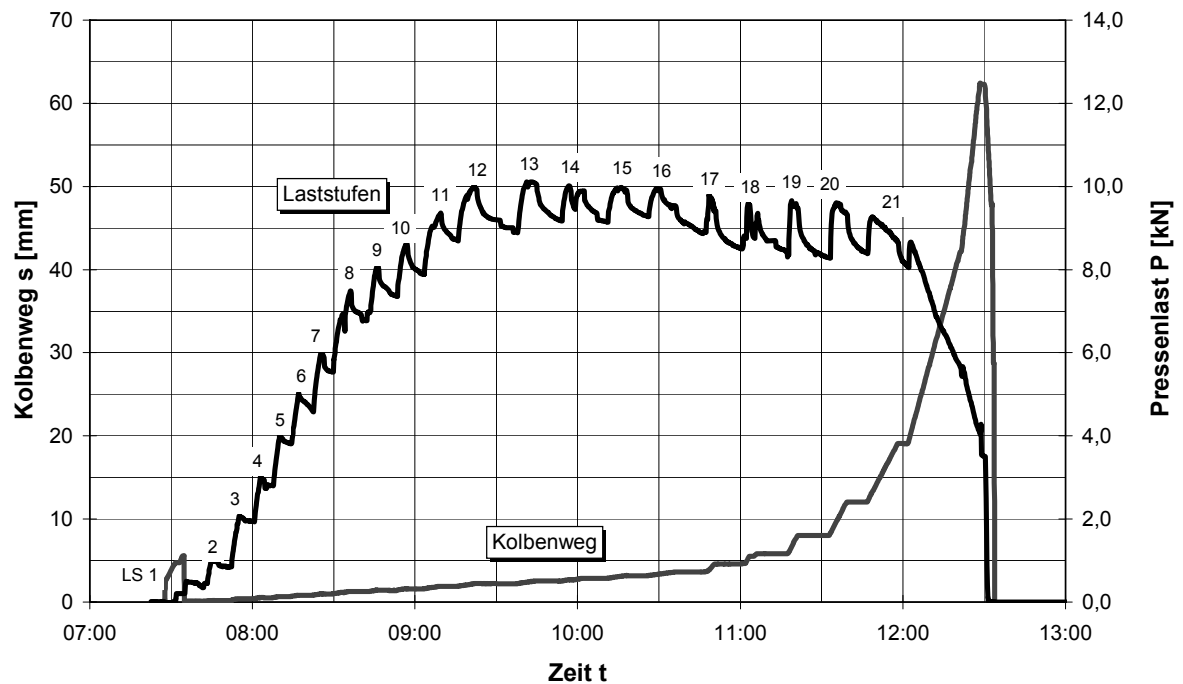


Bild B 9:

VK B 12/1: Während der Versuchsdurchführung gemessene Kolbenwege  $s$  und Pressenlasten  $P$  mit Angabe der Laststufen

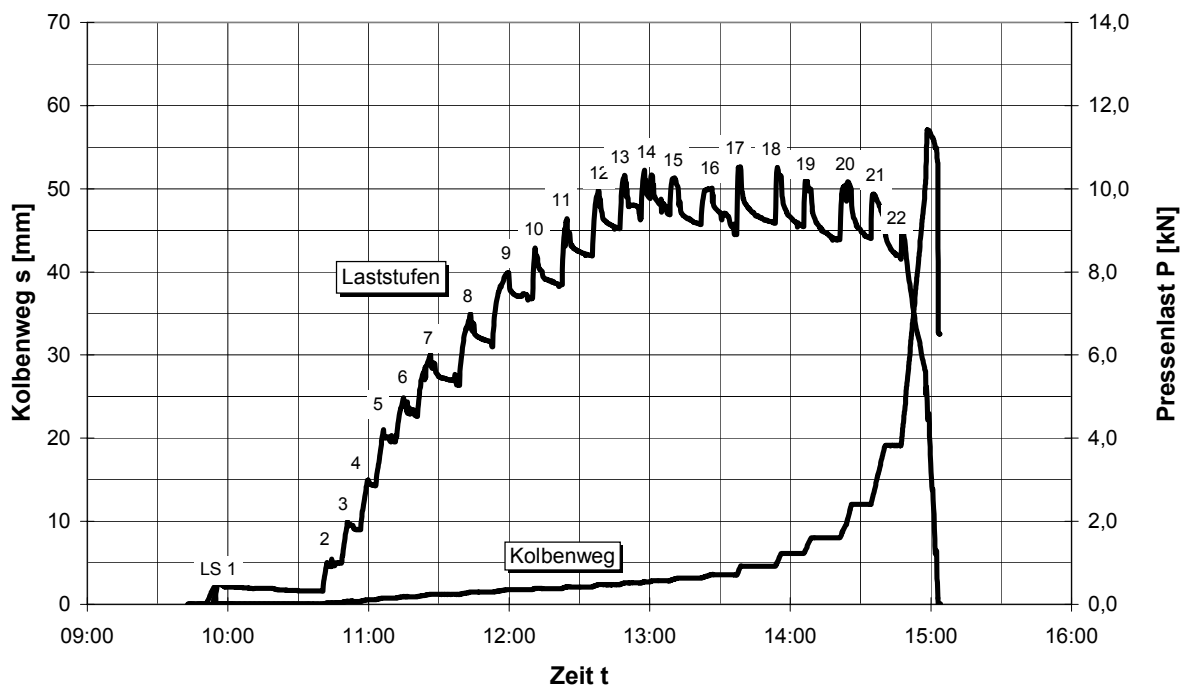
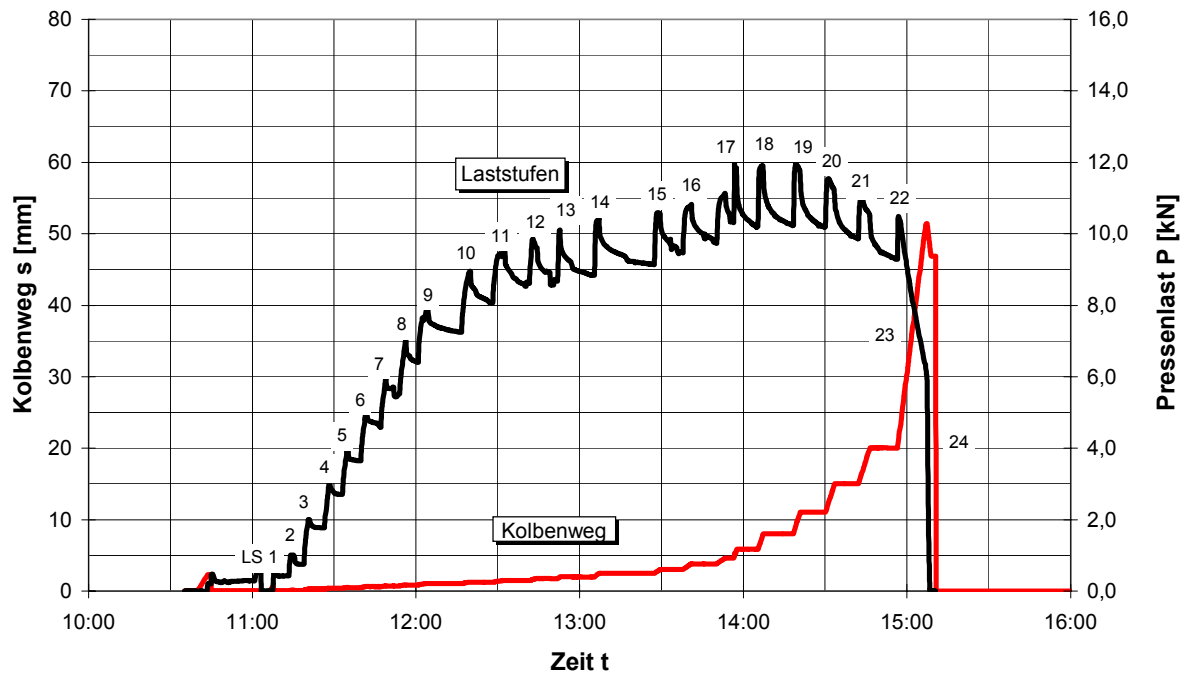
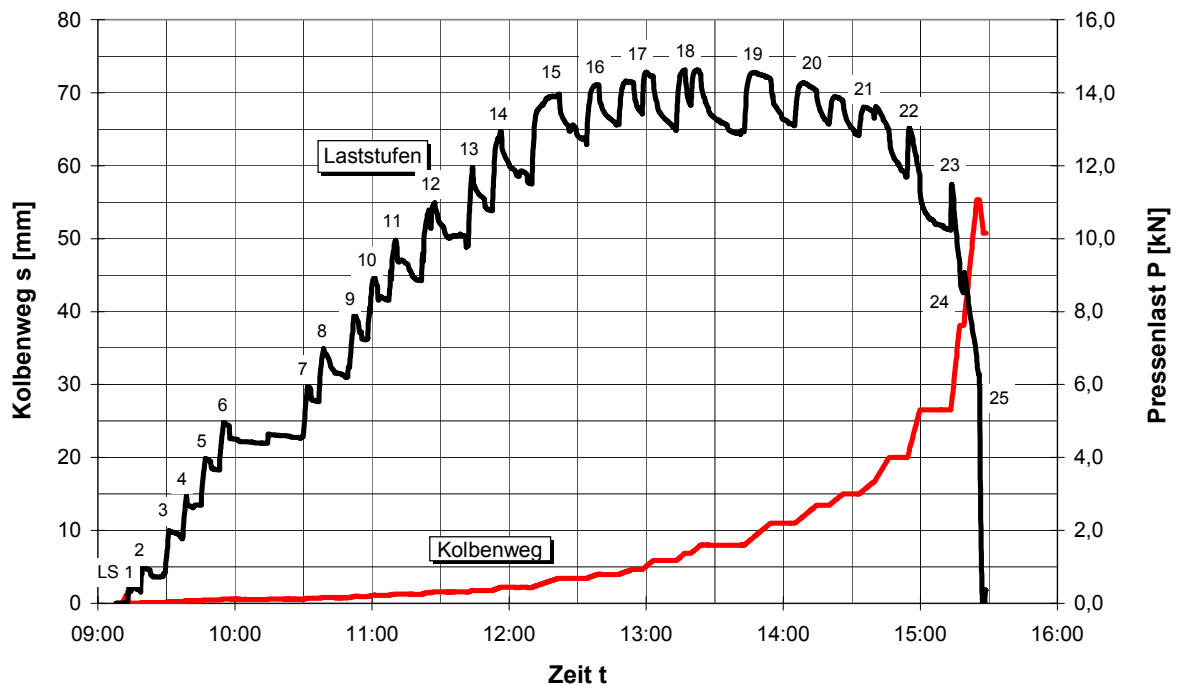


Bild B 10:

VK B 12/2: Während der Versuchsdurchführung gemessene Kolbenwege  $s$  und Pressenlasten  $P$  mit Angabe der Laststufen



**Bild B 11:**  
VK B 18/1: Während der Versuchsdurchführung gemessene Kolbenwege  $s$  und Pressenlasten  $P$  mit Angabe der Laststufen



**Bild B 12:**  
VK B 18/2: Während der Versuchsdurchführung gemessene Kolbenwege  $s$  und Pressenlasten  $P$  mit Angabe der Laststufen



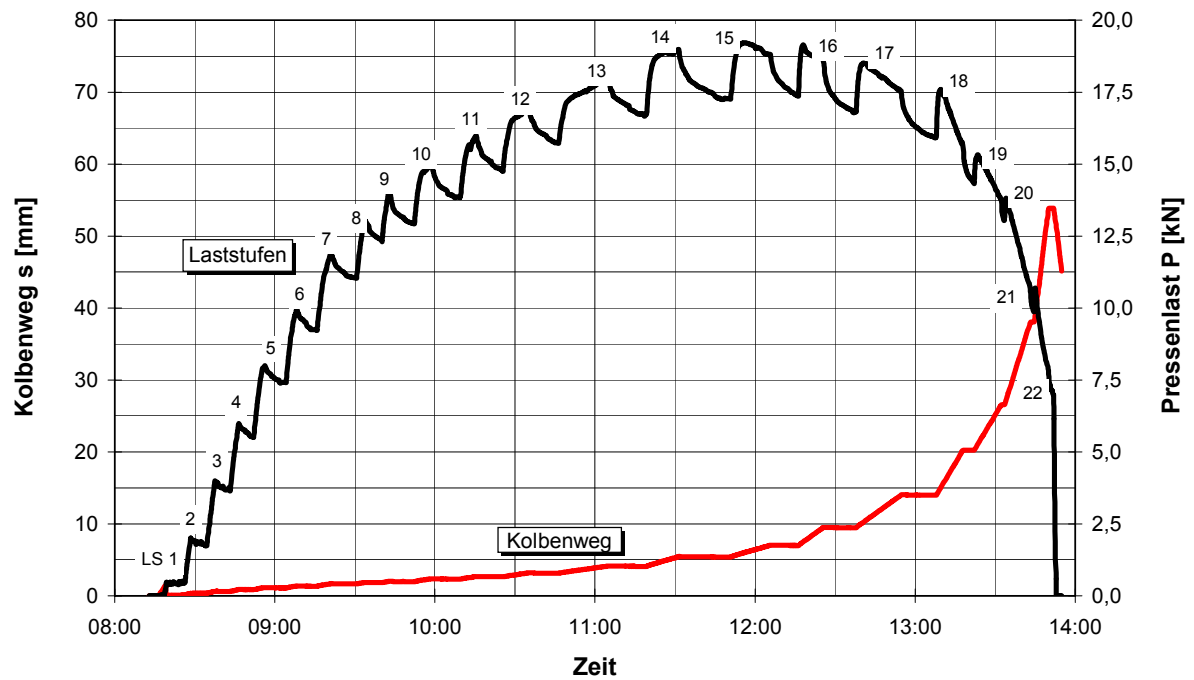


Bild B 13:

VK B 24/1: Während der Versuchsdurchführung gemessene Kolbenwege  $s$  und Pressenlasten  $P$  mit Angabe der Laststufen

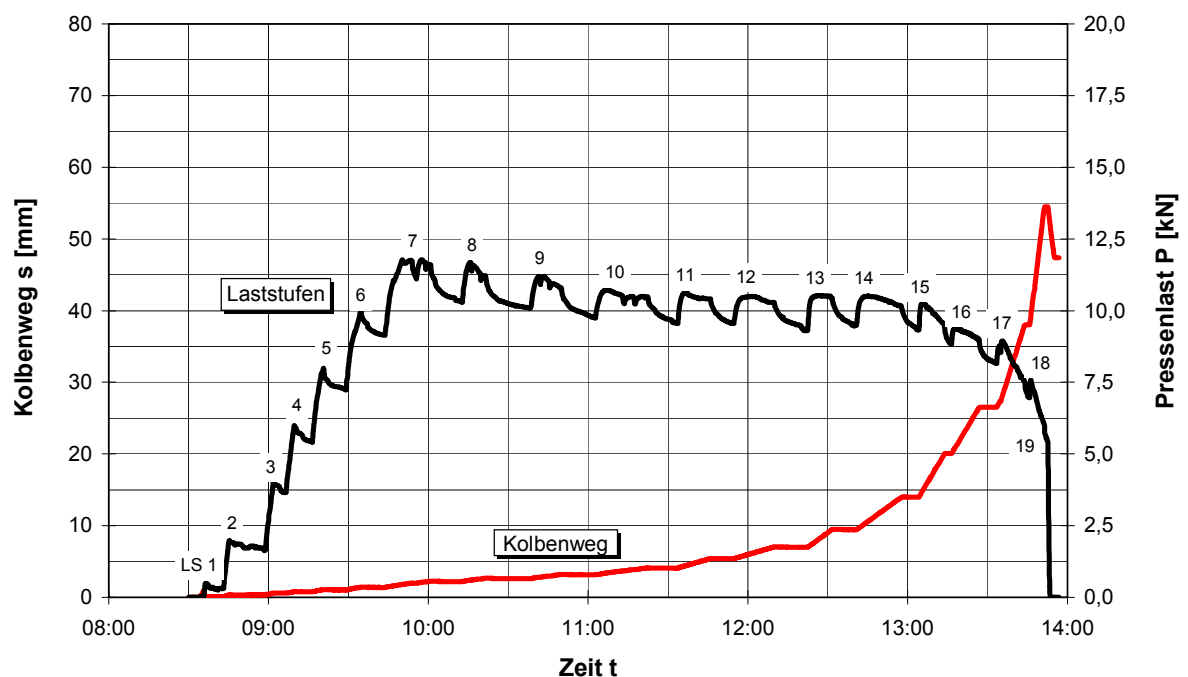


Bild B 14:

VK B 24/2: Während der Versuchsdurchführung gemessene Kolbenwege  $s$  und Pressenlasten  $P$  mit Angabe der Laststufen

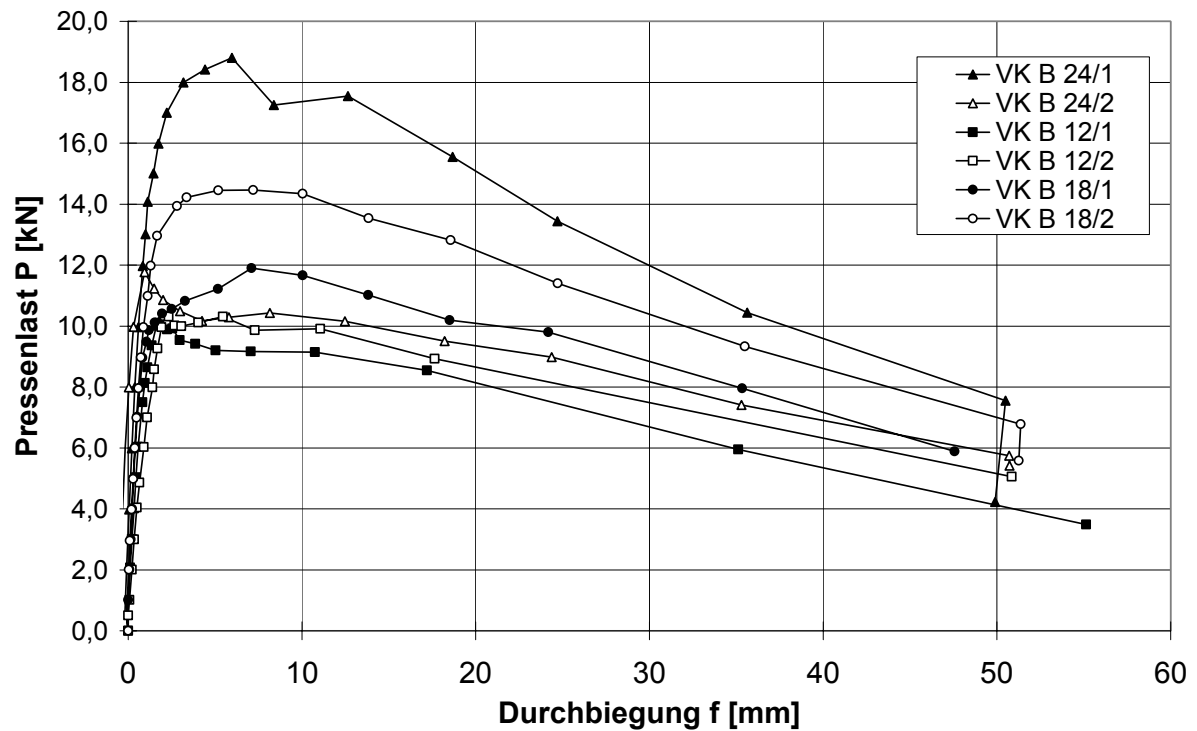


Bild B 15:

Reihe B: Gemittelte Werte der Durchbiegung (aus Messstelle D1 und D2) des Kragarms in Abhängigkeit von der Pressenlast

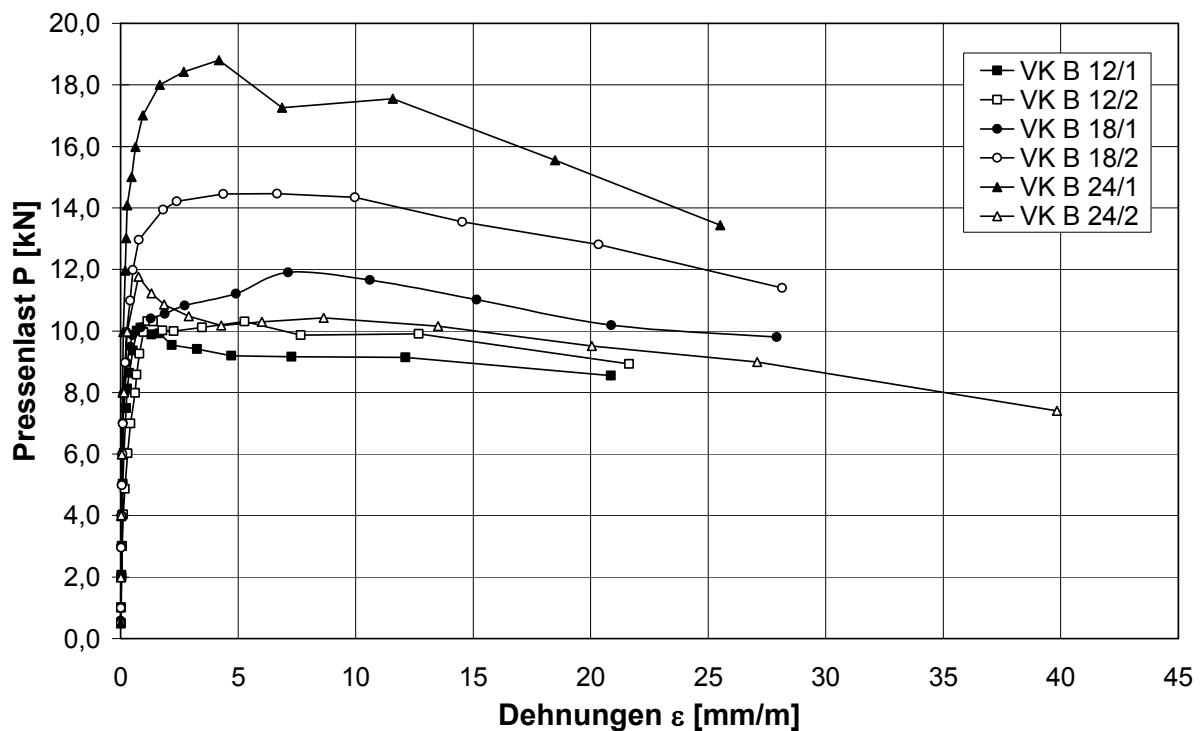


Bild B 16:

Reihe B: Gerechnete Dehnungen am oberen Betonrand im Bereich der Stützungsachse B in Abhängigkeit von der Pressenlast

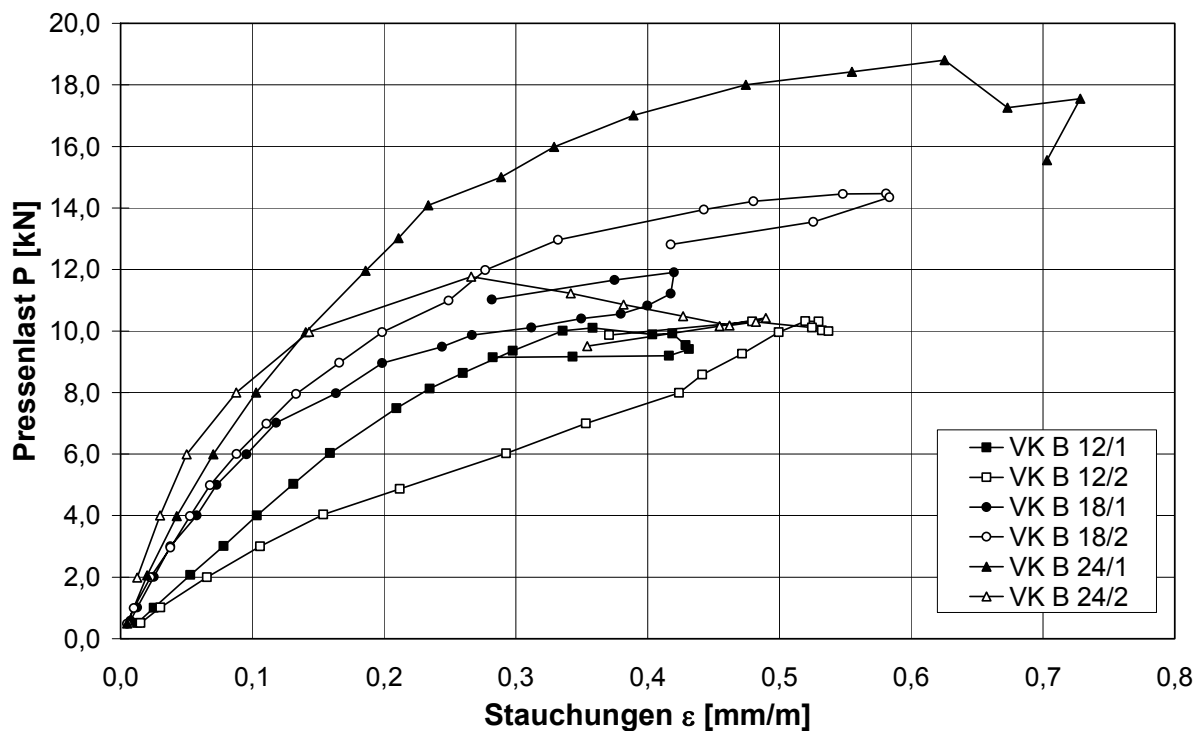


Bild B 17:

Reihe B: Stauchungen am unteren Betonrand im Bereich der Stützung Achse B in Abhängigkeit der Pressenlast

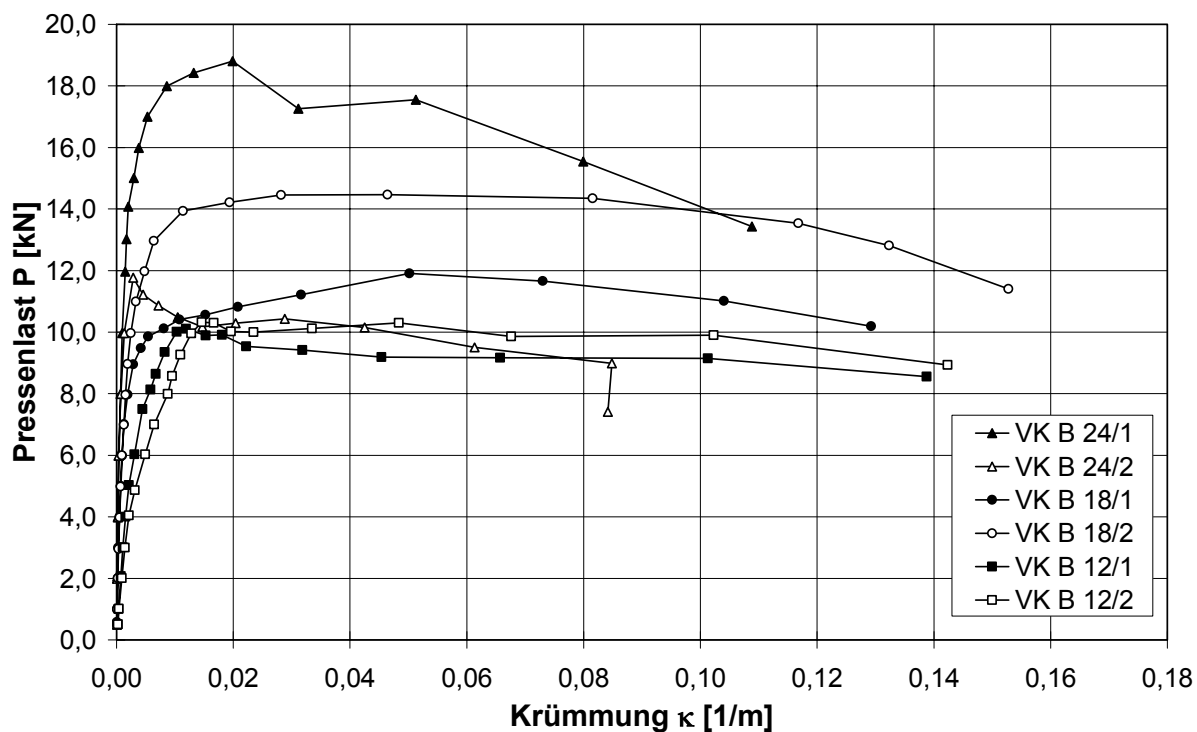
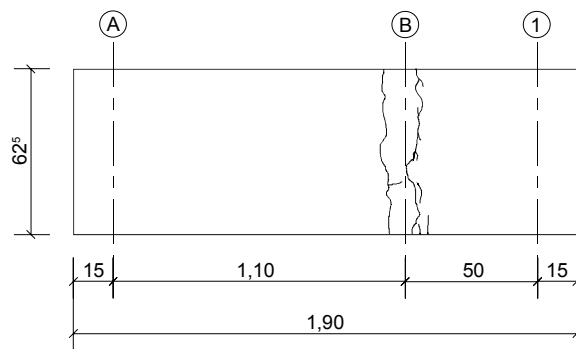


Bild B 18:

Reihe B: Krümmungen im Bereich der Stützung Achse B in Abhängigkeit von der Pressenlast

Draufsicht



Ansicht

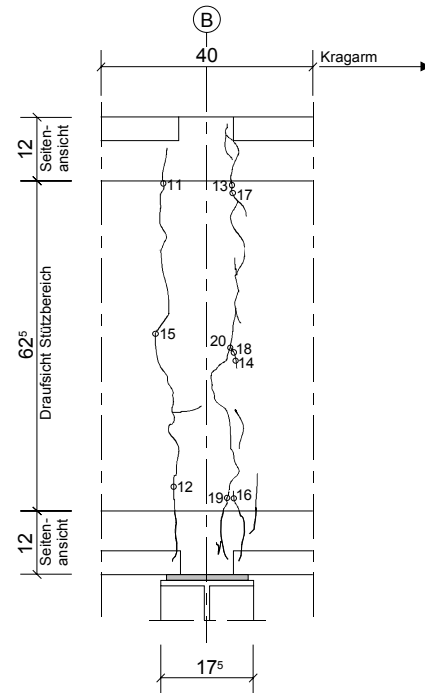
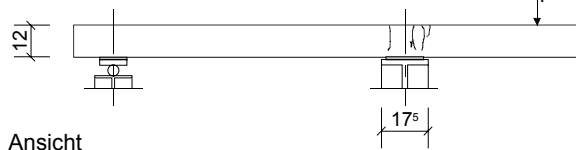


Bild B 19:

VK B 12/1: Rissbild nach Abschluss Belastungsversuch

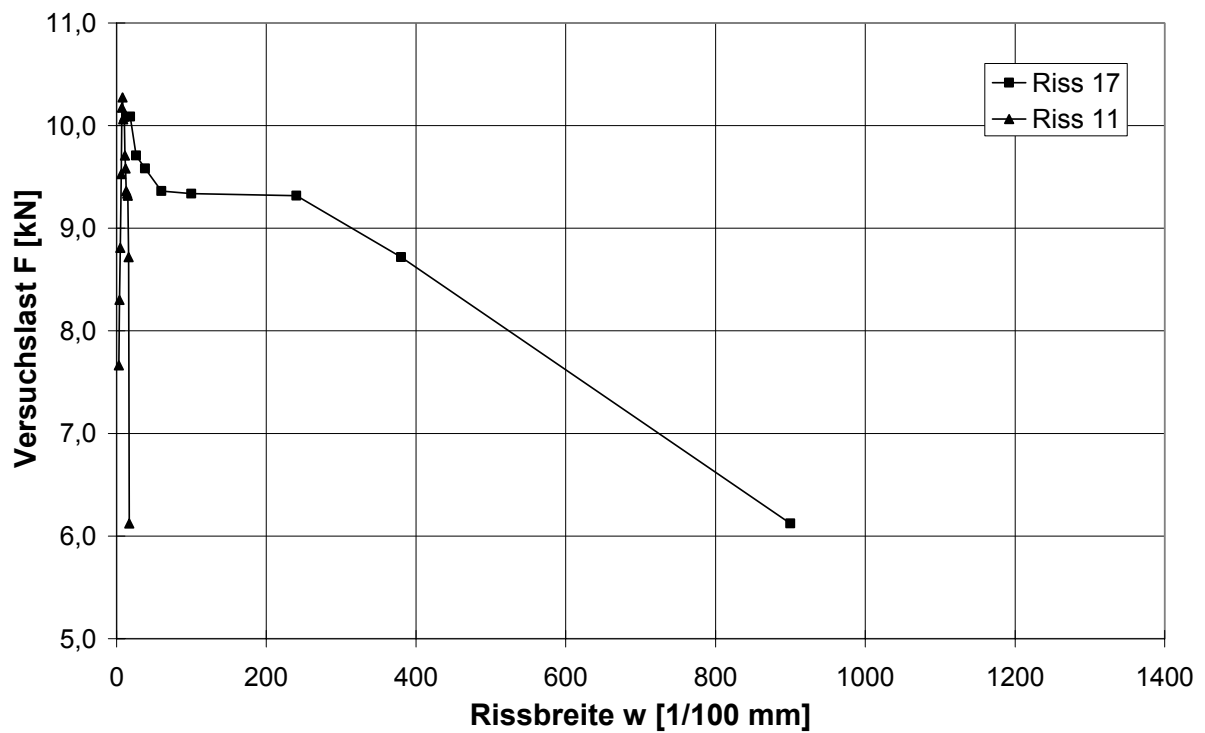


Bild B 20:

VK B 12/1: Rissbreite – Risse 11 und 17

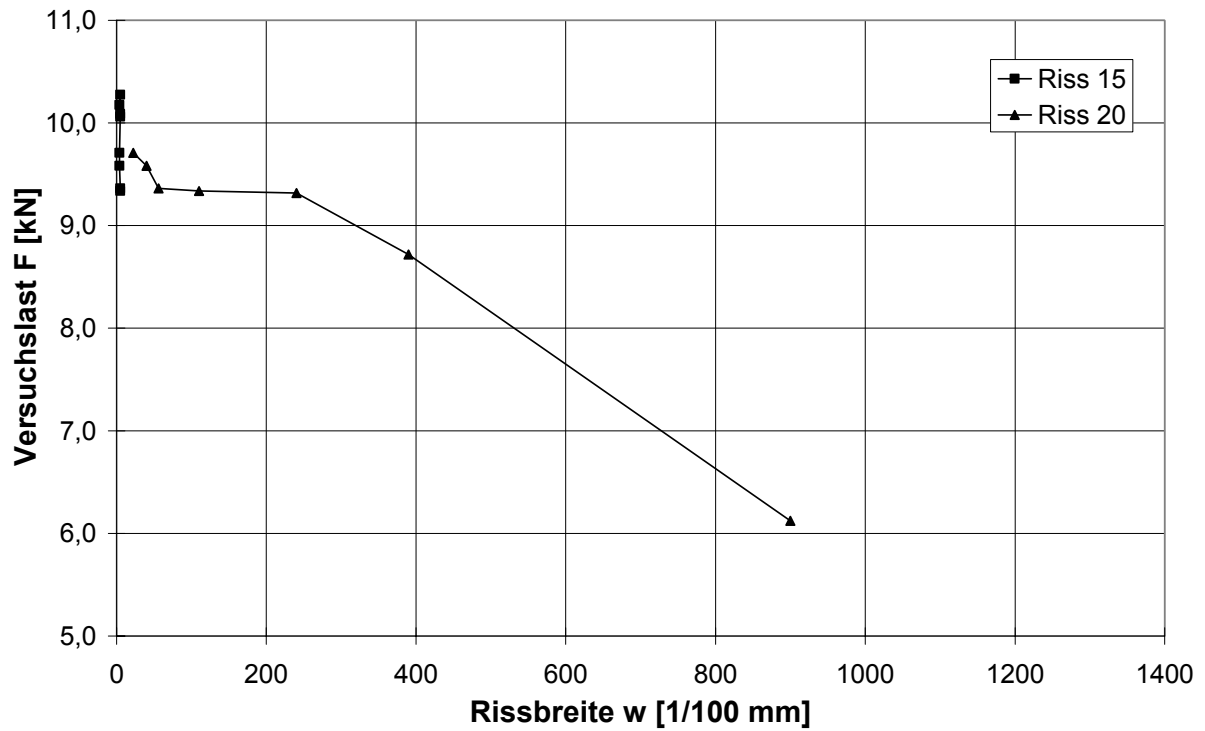
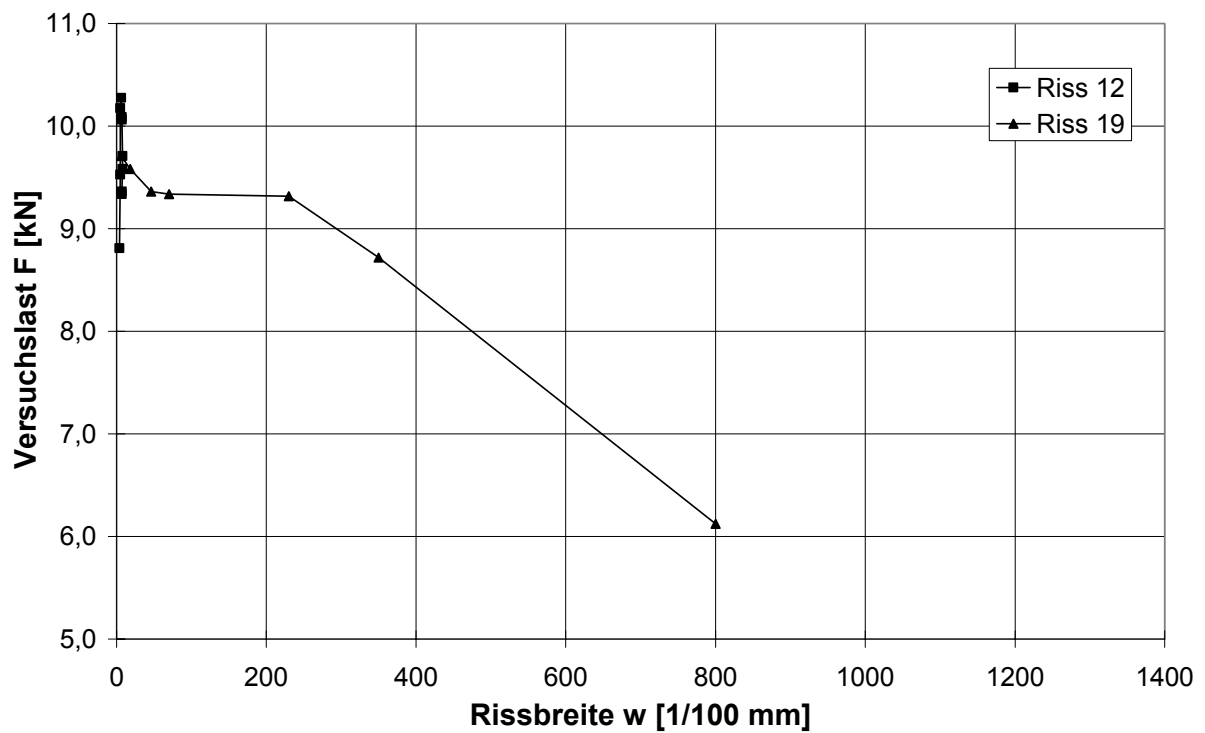
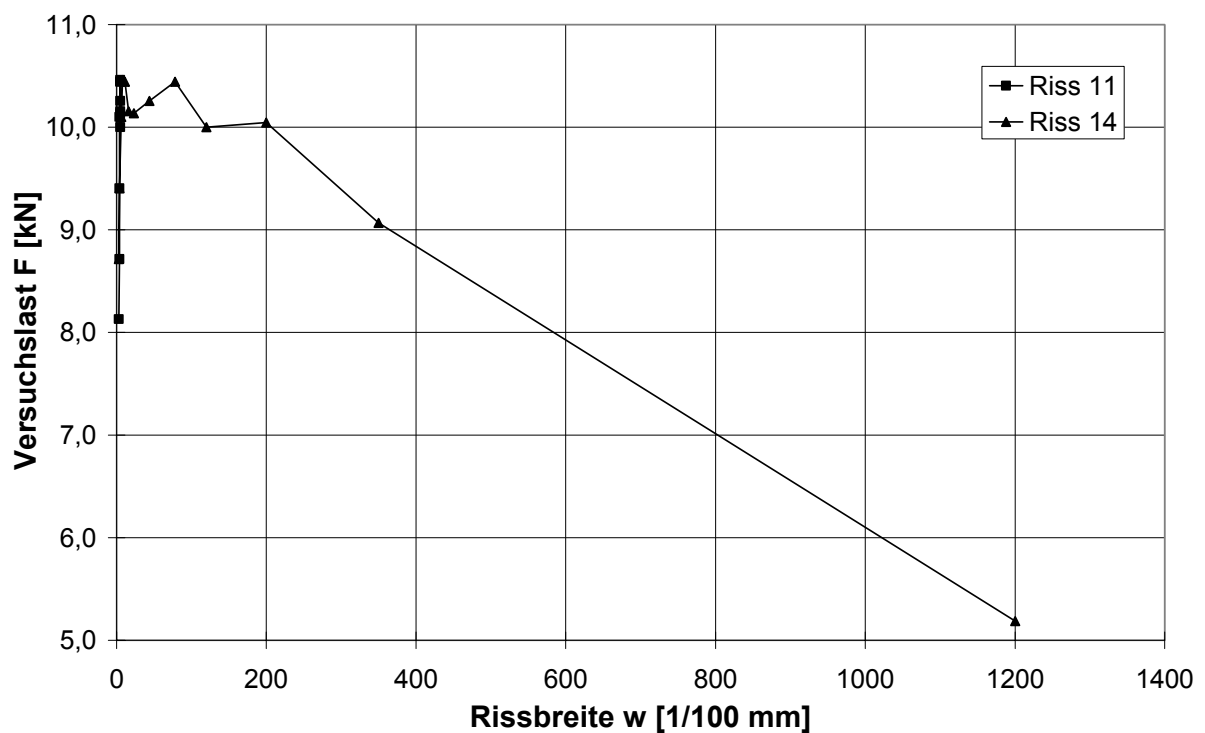
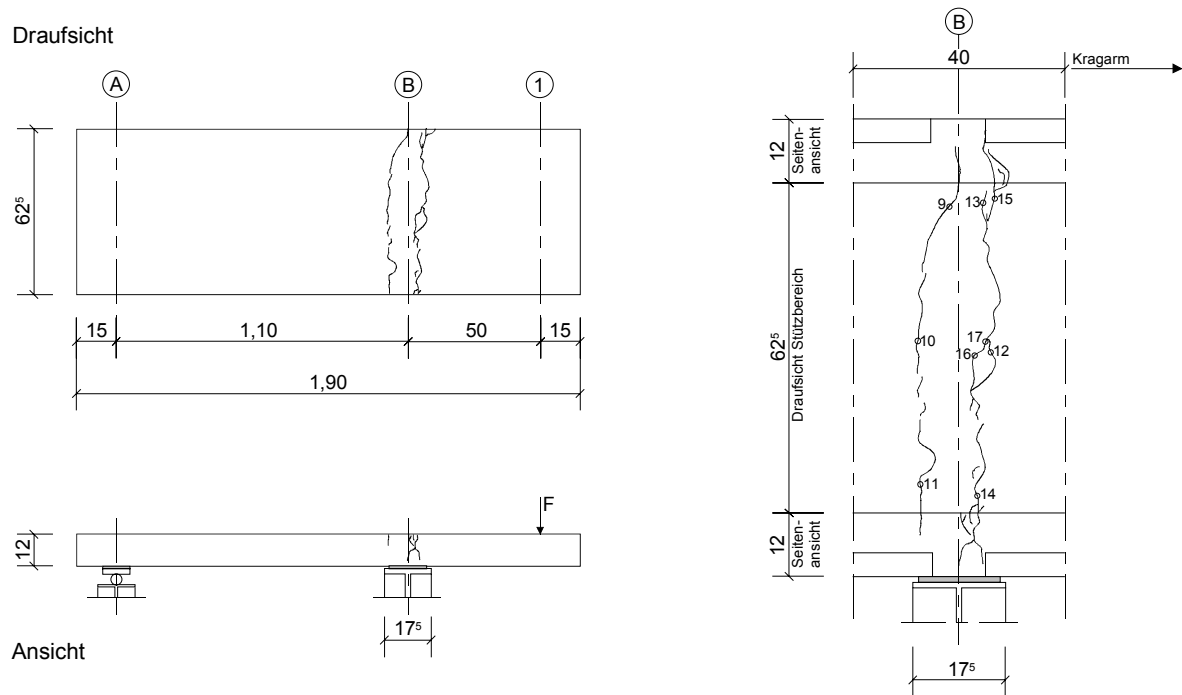


Bild B 21:  
VK B 12/1: Rissbreite – Risse 15 und 20





**Bild B 24:**  
VK B 12/2: Rissbreite – Risse 11 und 14

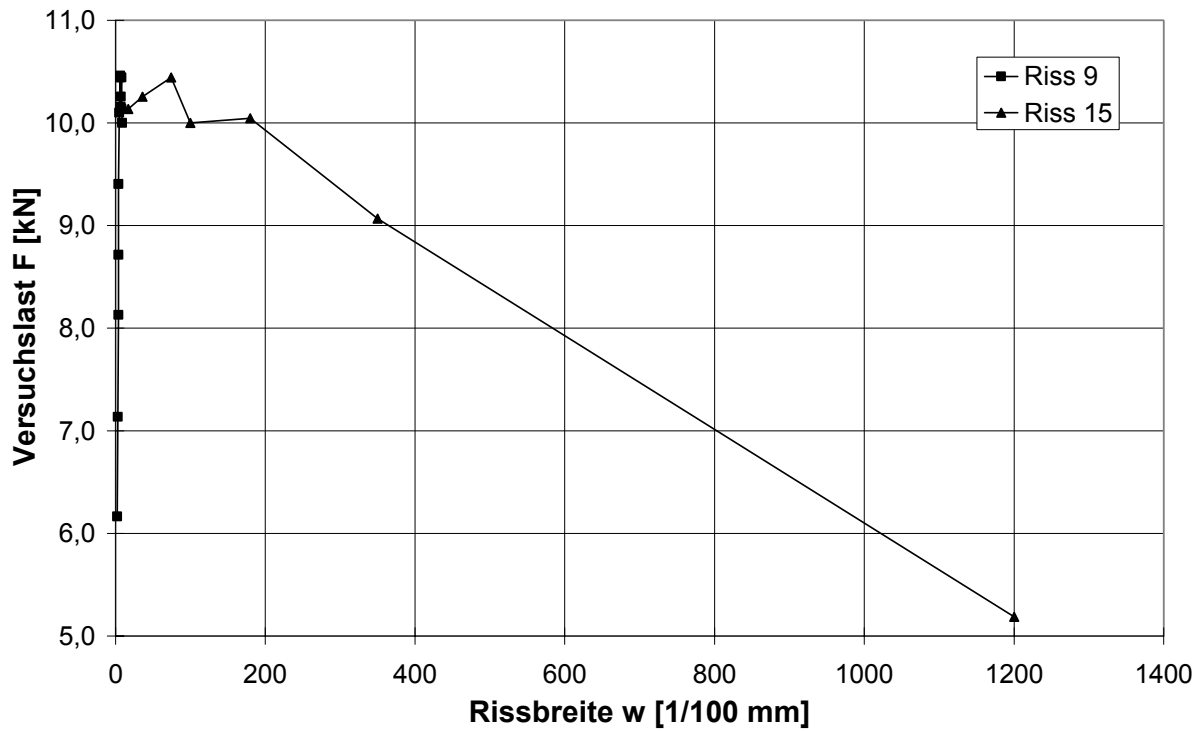


Bild B 25:  
VK B 12/2: Rissbreite – Risse 9 und 15

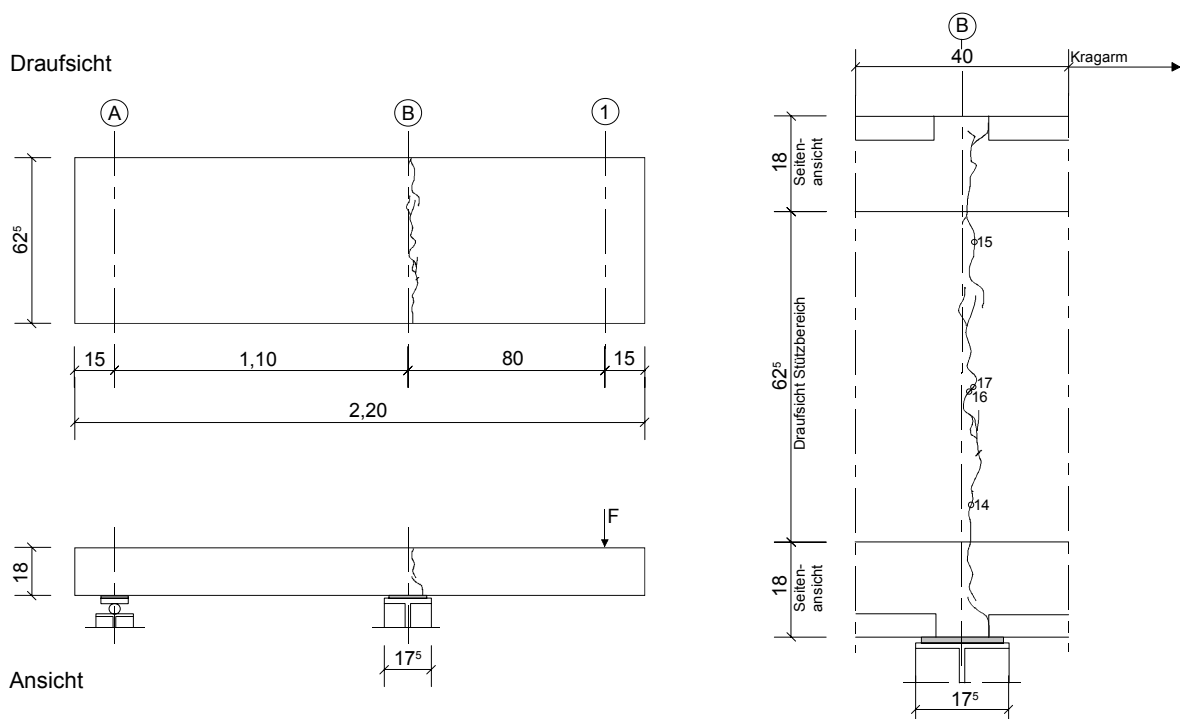


Bild B 26:  
VK B 18/1: Rissbild nach Abschluss Belastungsversuch

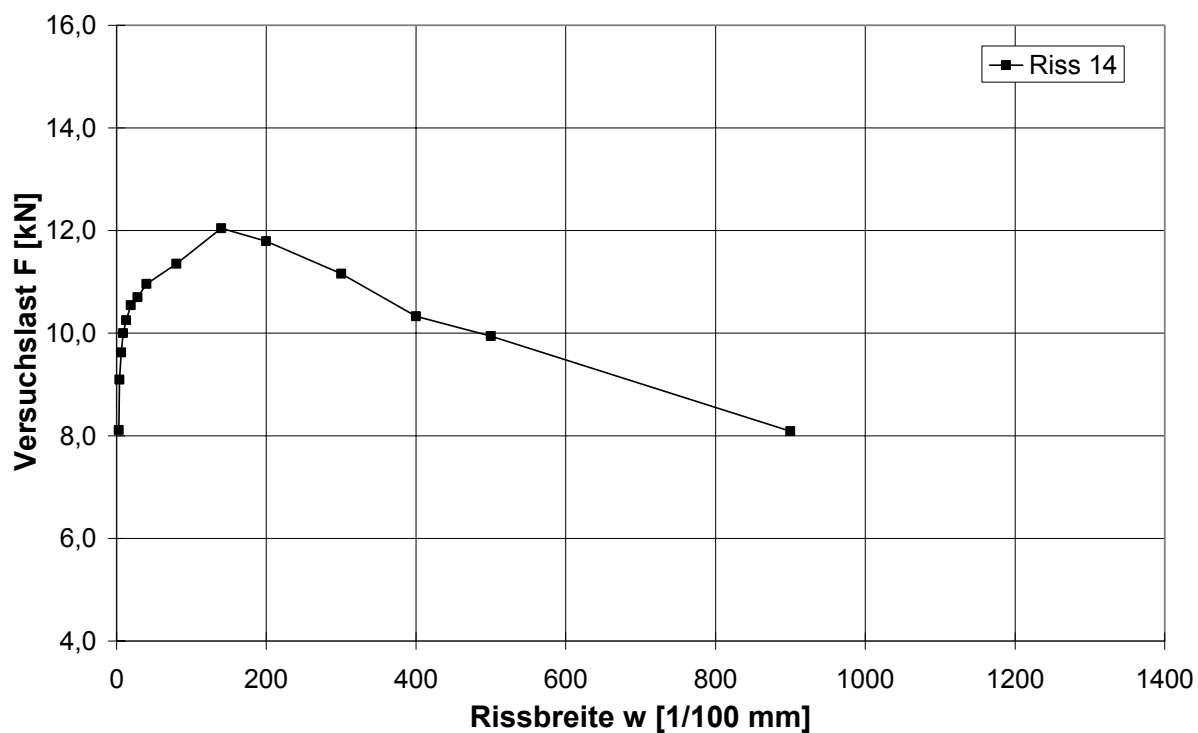


Bild B 27:  
VK B 18/1: Rissbreite – Riss 14

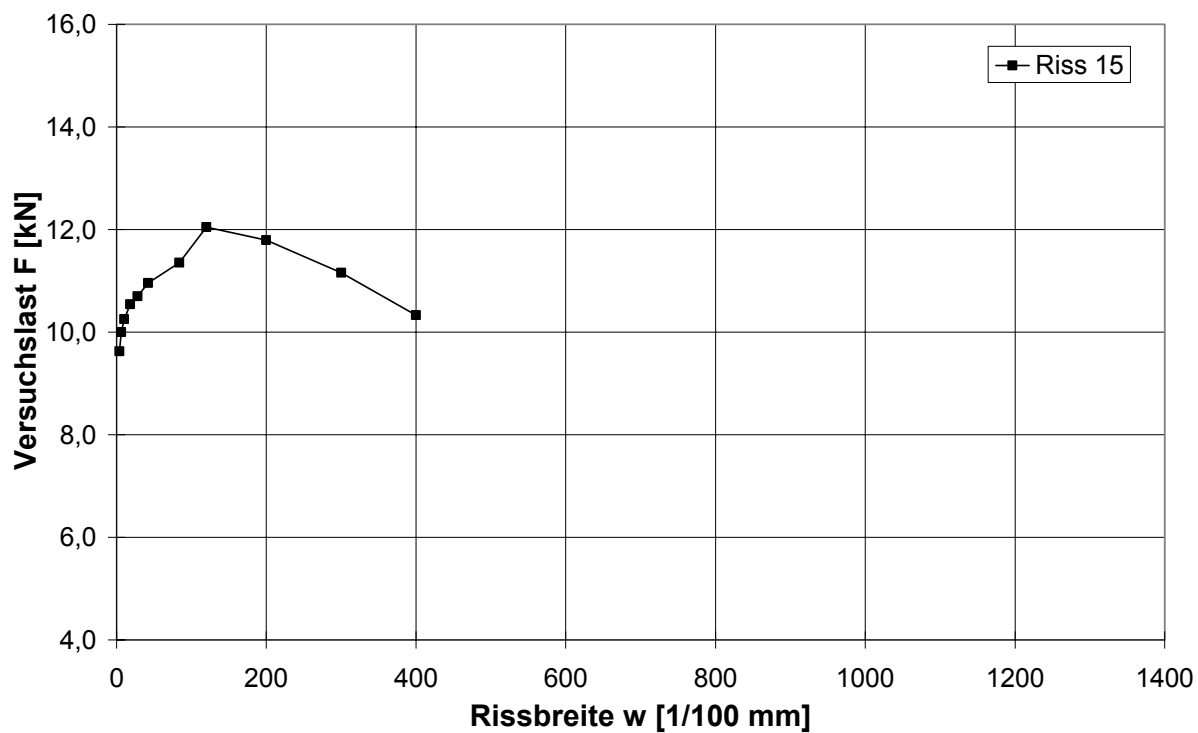
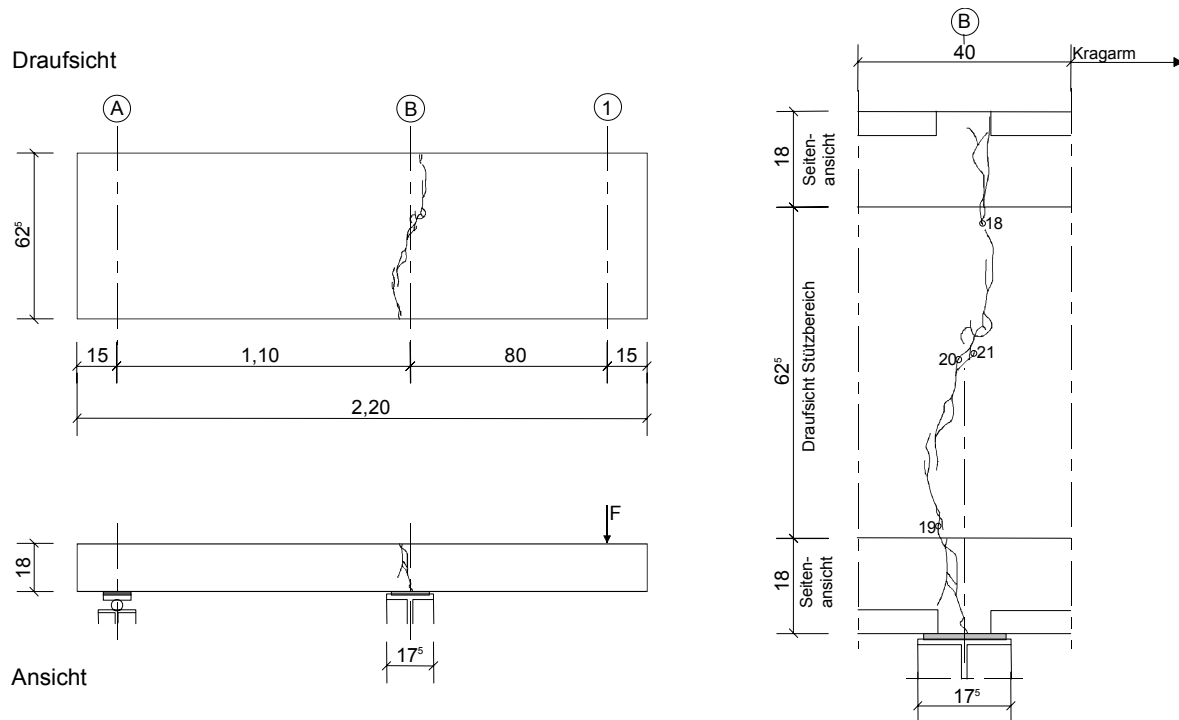
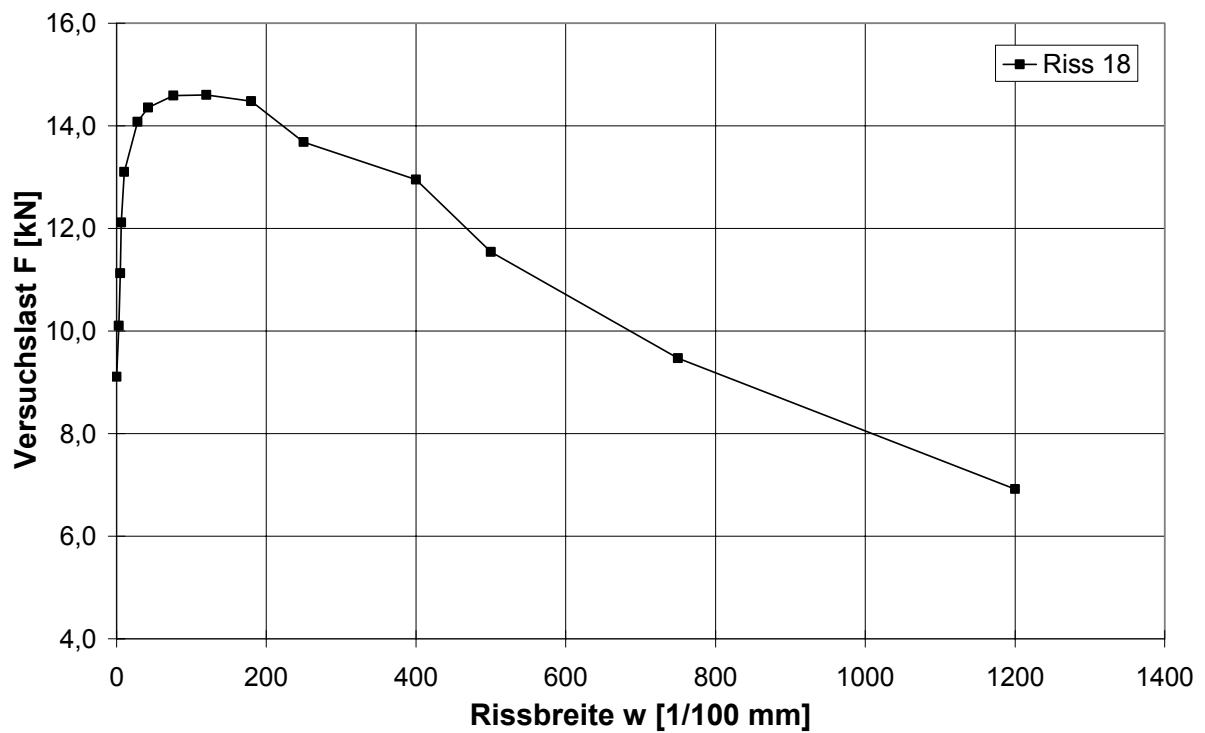


Bild B 28:  
VK B 18/1: Rissbreite – Riss 15





**Bild B 29:**  
**VK B 18/2: Rissbild nach Abschluss Belastungsversuch**



**Bild B 30:**  
**VK B 18/2: Rissbreite – Riss 18**

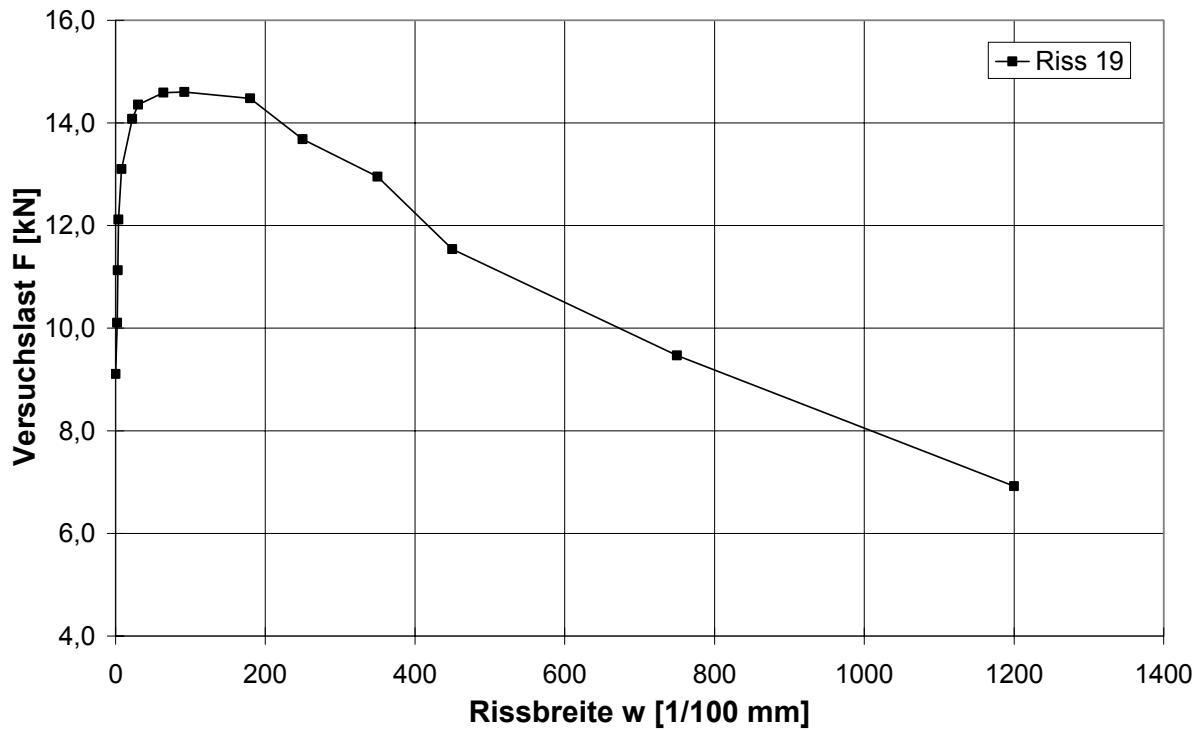


Bild B 31:  
VK B 18/2: Rissbreite – Riss 19

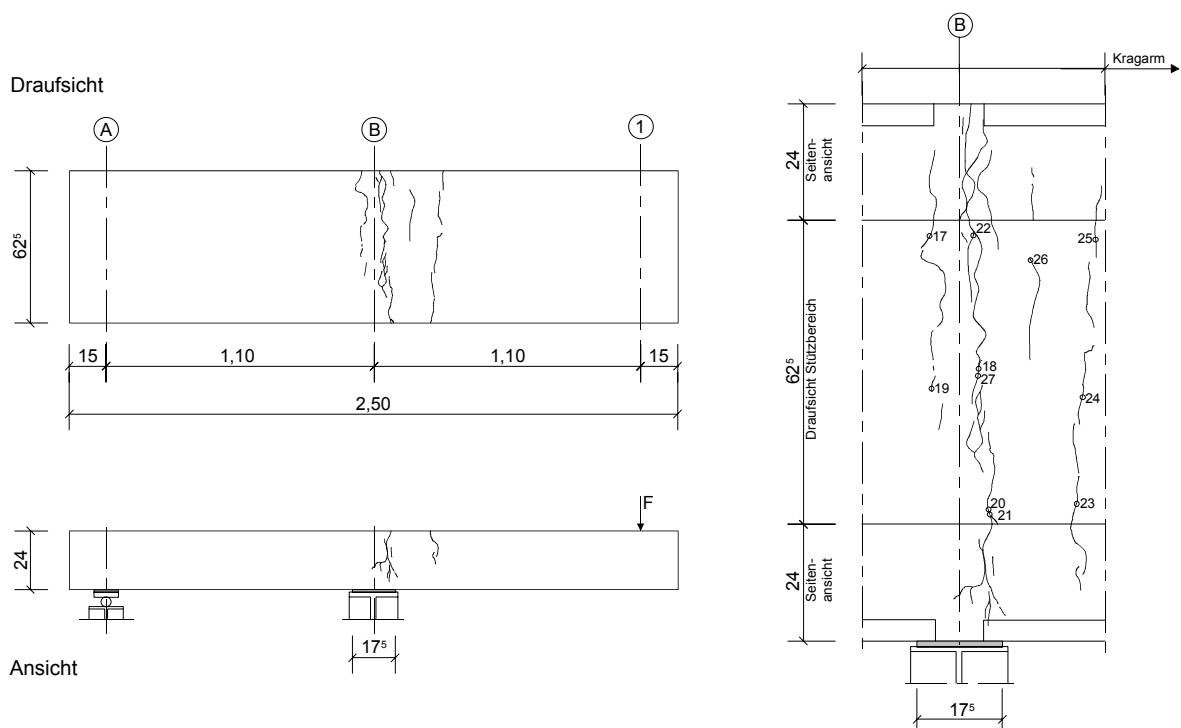


Bild B 32:  
VK B 24/1: Rissbild nach Abschluss Belastungsversuch

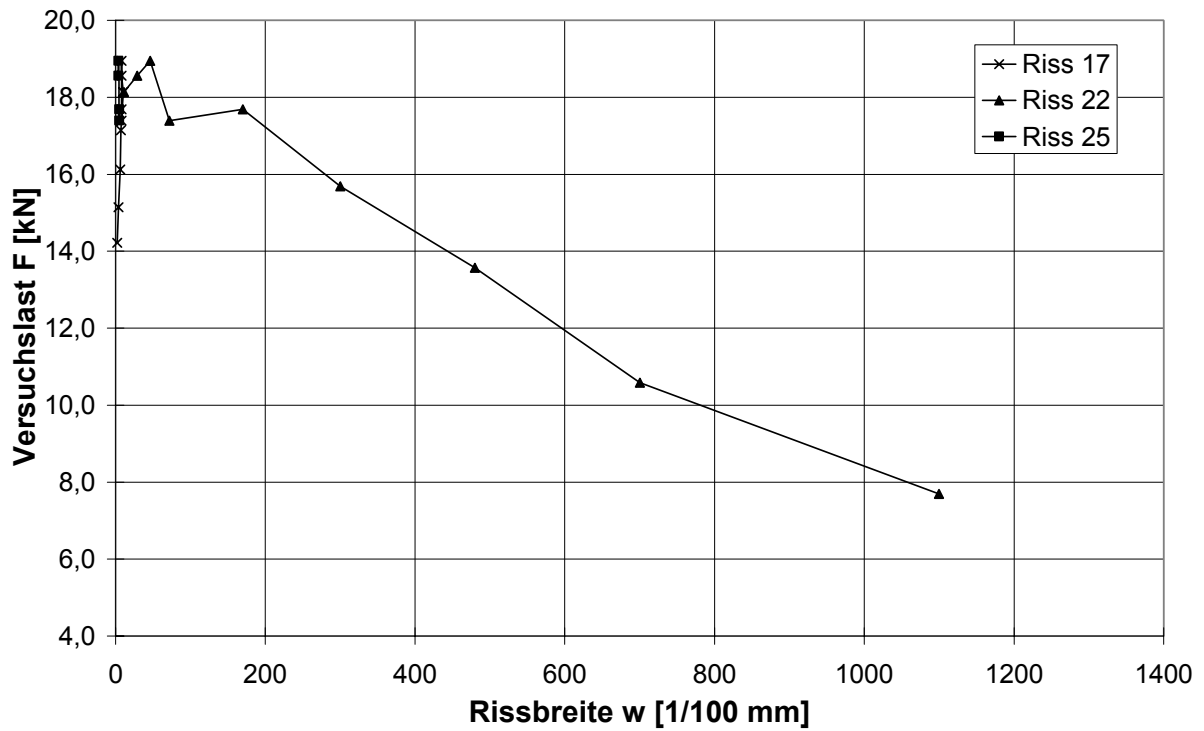


Bild B 33:  
 VK B 24/1: Rissbreite – Risse 17, 22 und 25

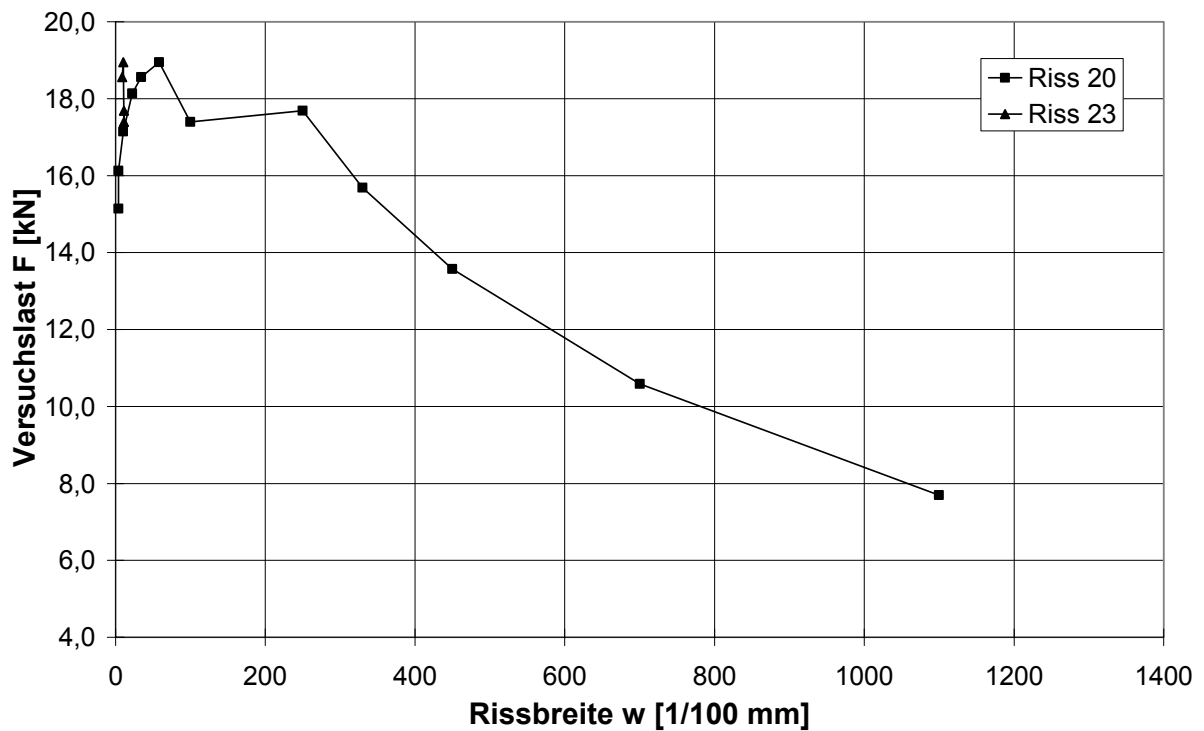


Bild B 34:  
 VK B 24/1: Rissbreite – Risse 20 und 23

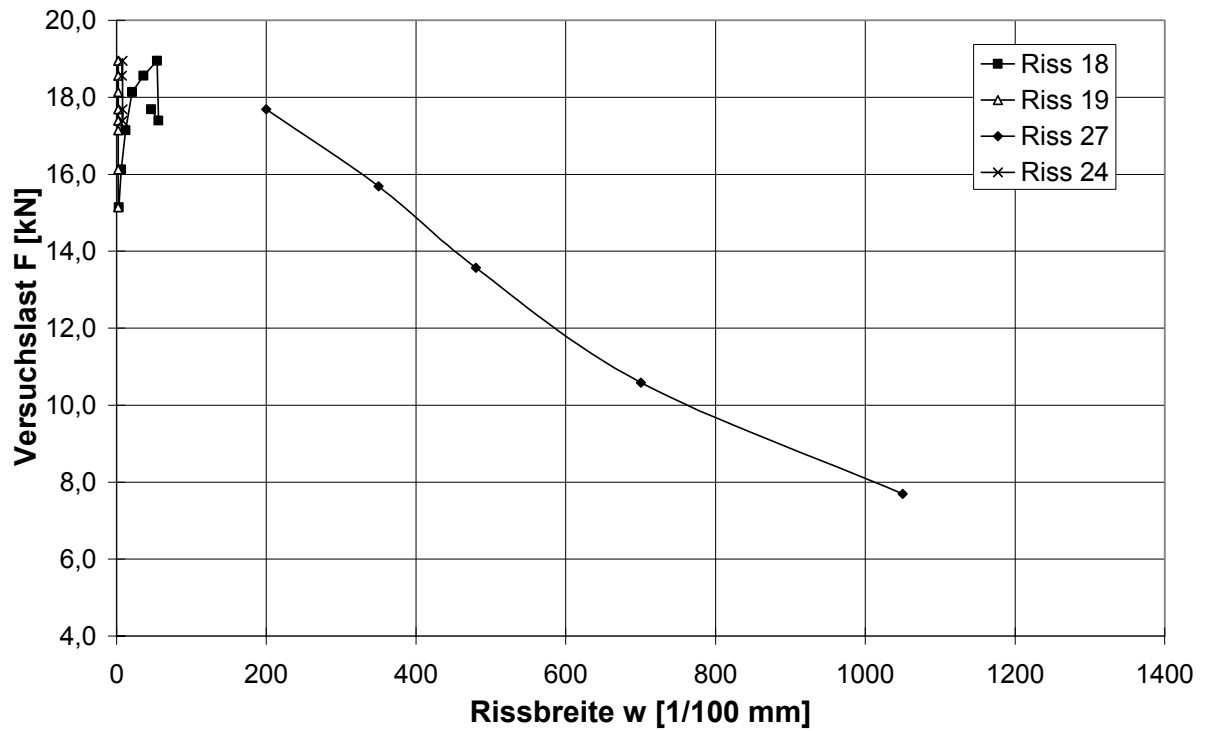


Bild B 35:  
VK B 24/1: Rissbreite – Risse 18, 19, 24 und 27

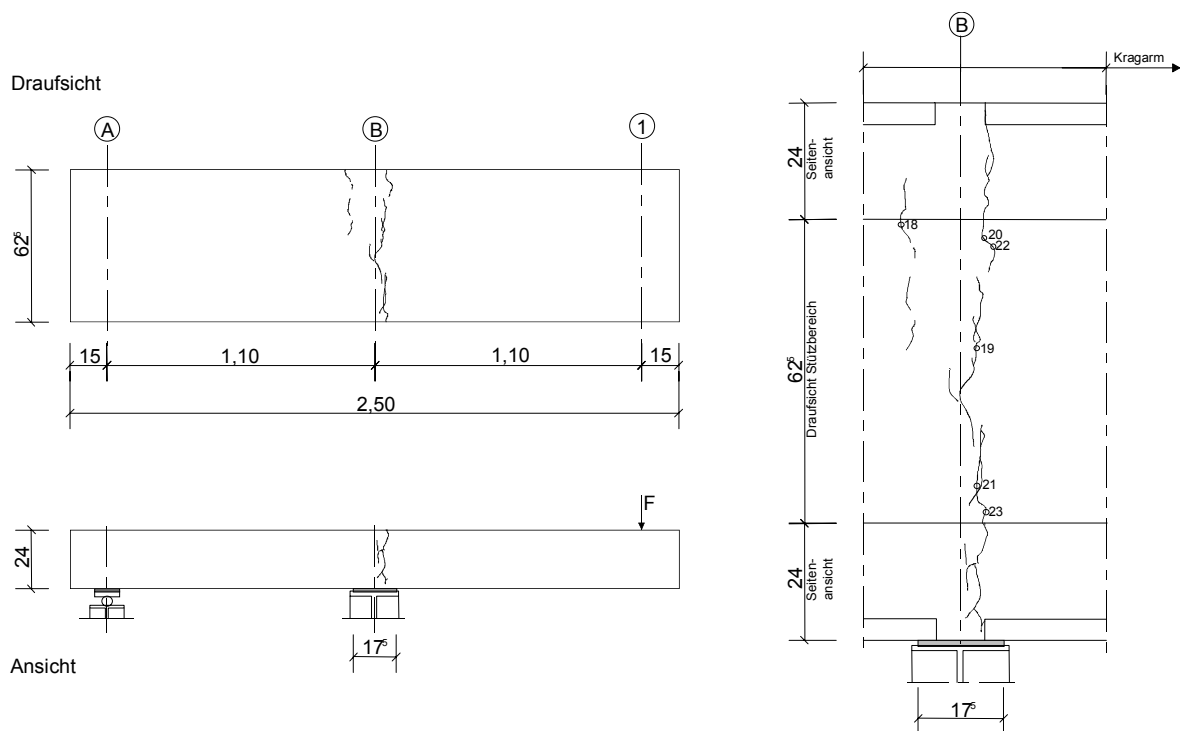


Bild B 36:  
VK B 24/2: Rissbild nach Abschluss Belastungsversuch

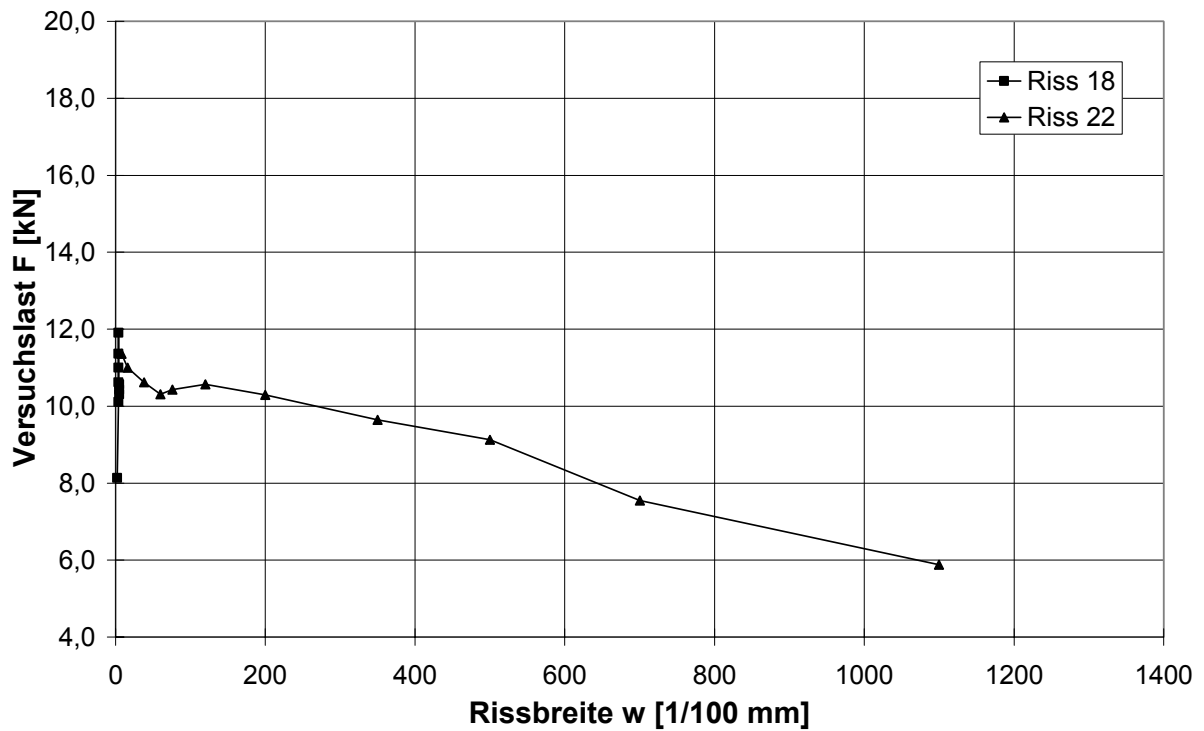


Bild B 37:  
VK B 24/2: Rissbreite – Risse 18 und 22

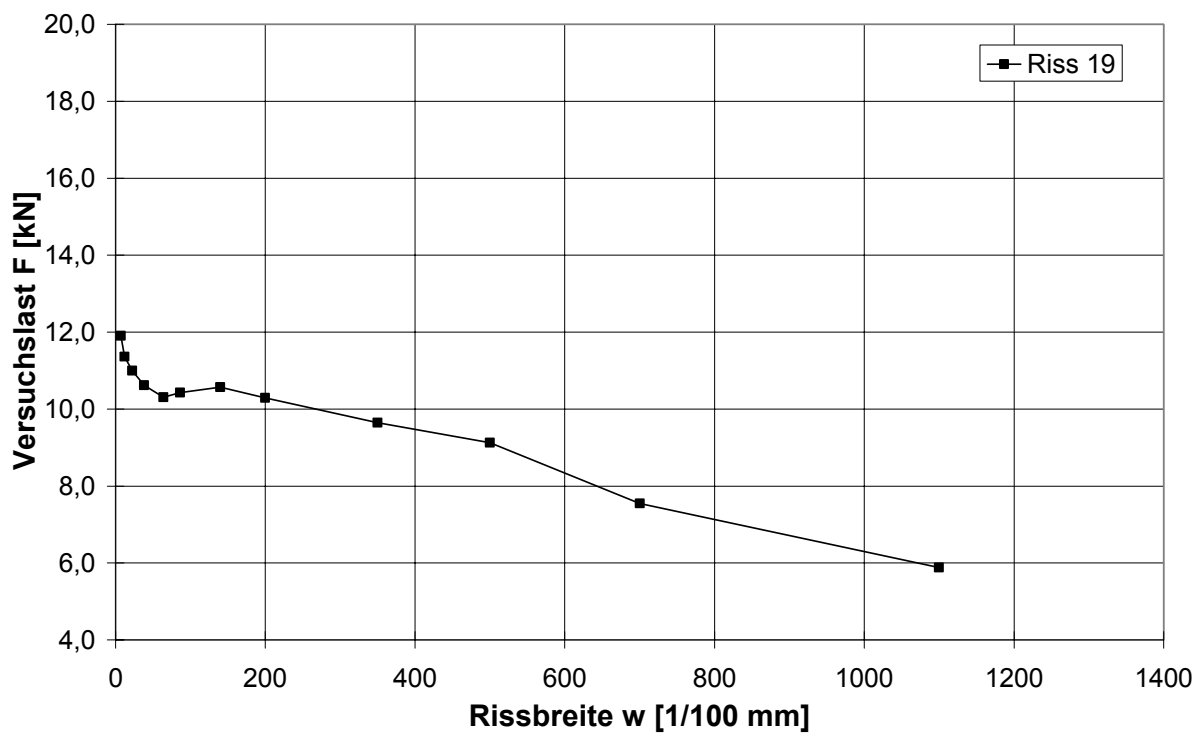


Bild B 38:  
VK B 24/2: Rissbreite – Riss 19

## A4 Anhang Reihe C

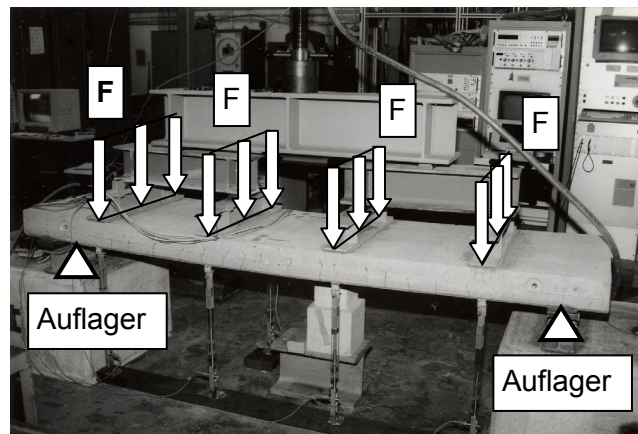


Bild C 1:  
Reihe C: Versuchsstand

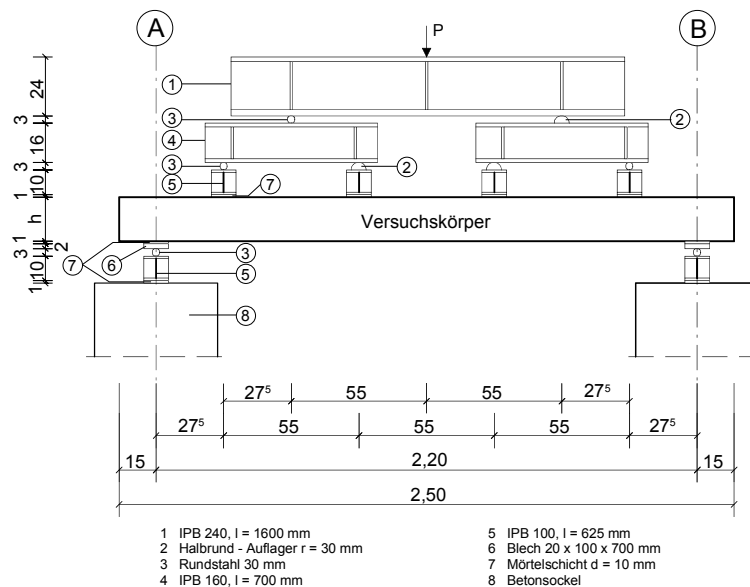


Bild C 2:  
Reihe C: Systemskizze, Versuchsaufbau

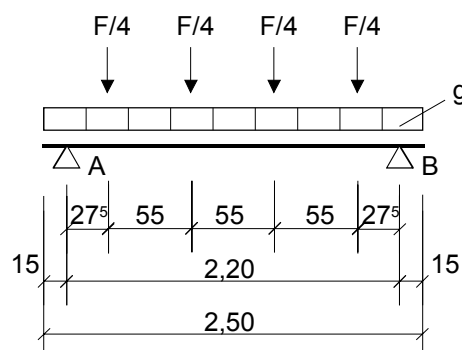
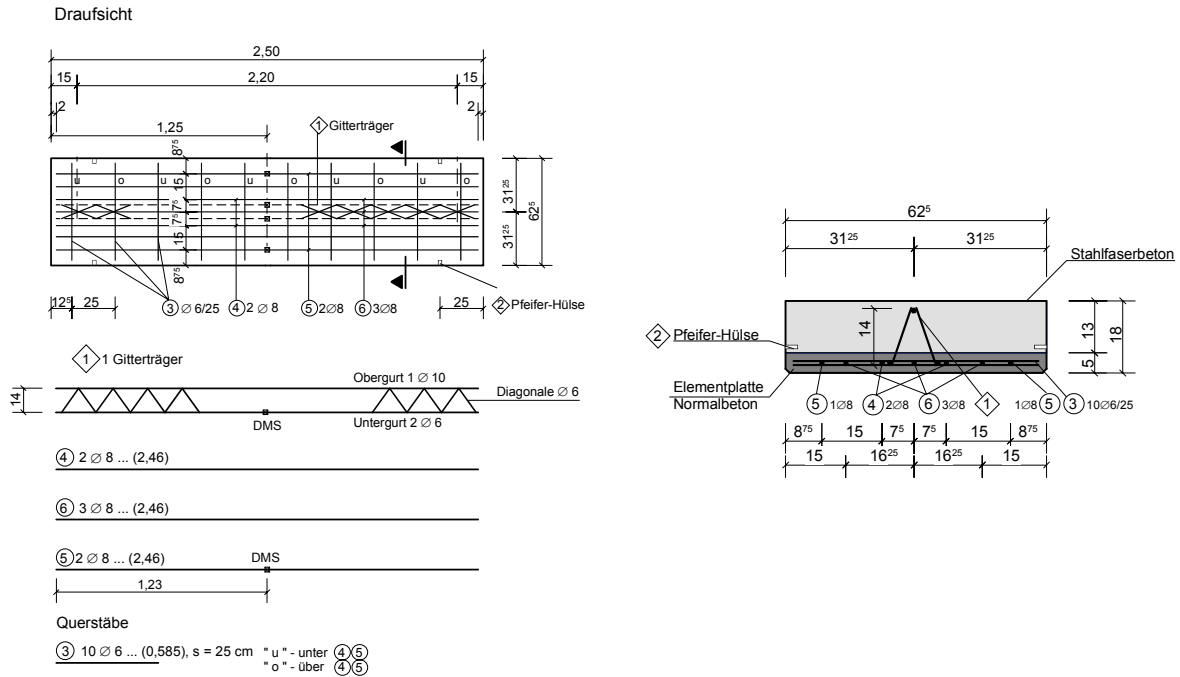
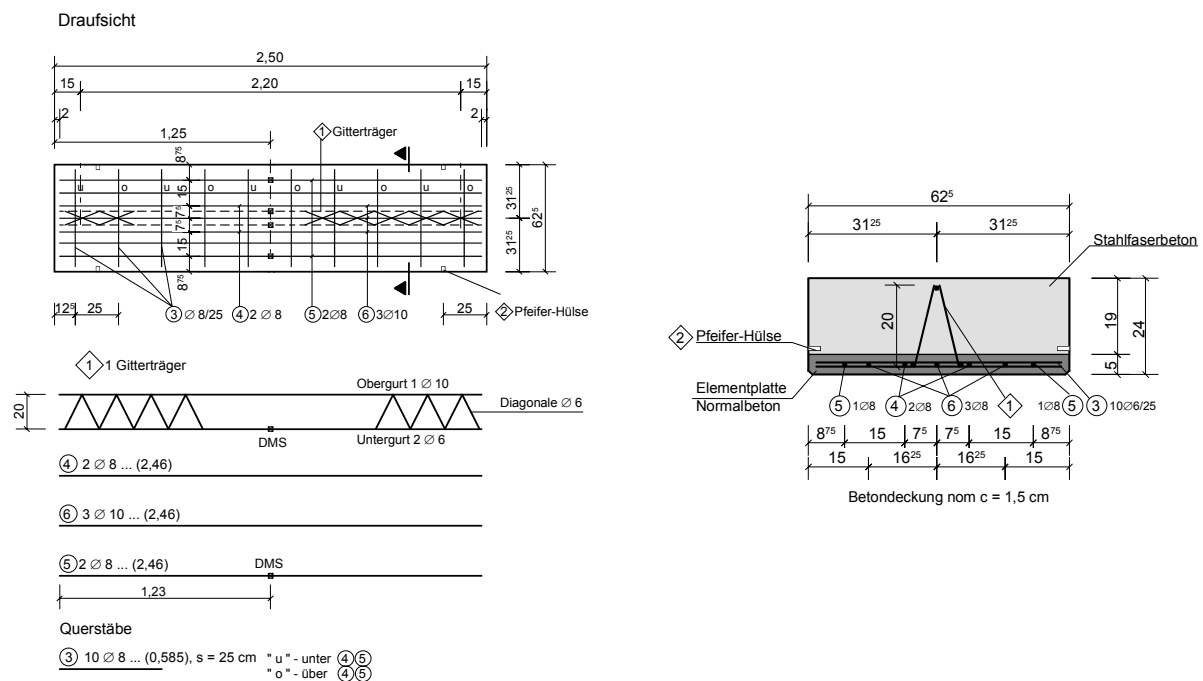


Bild C 3:  
Reihe C: Statisches System Versuchskörper



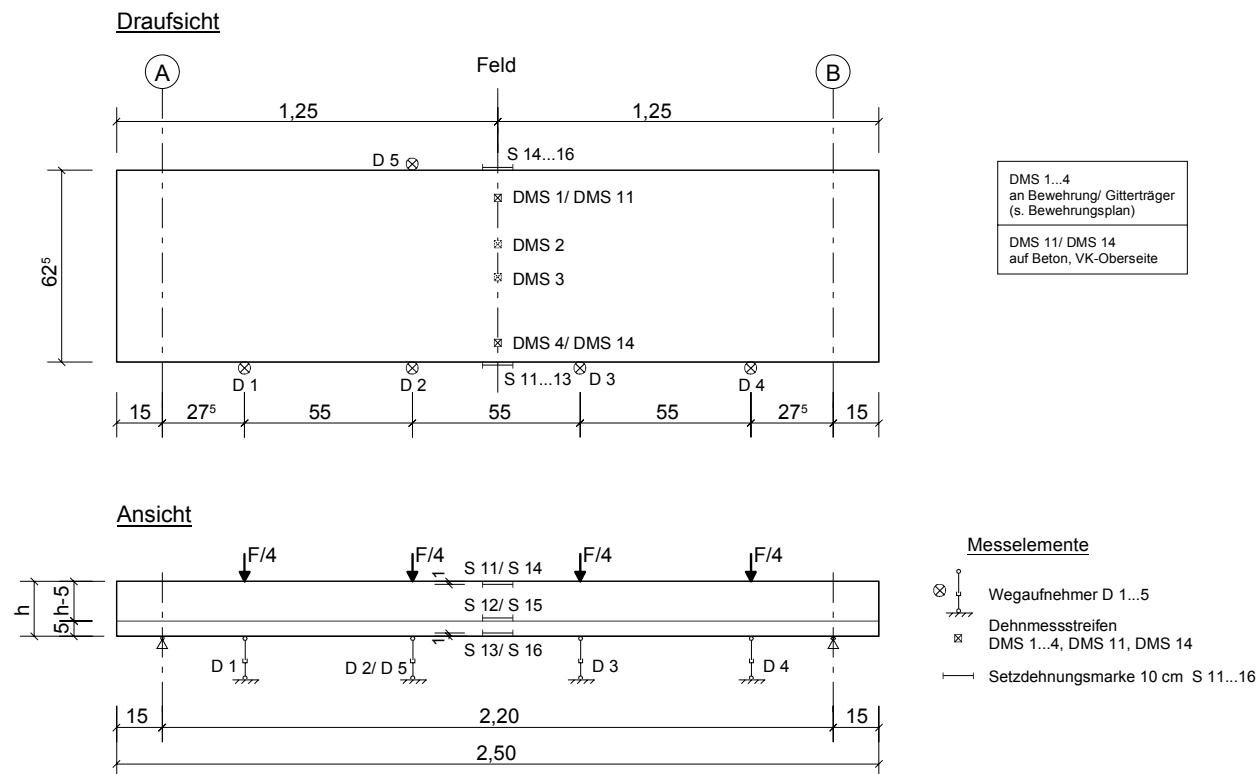


**Bild C 6:**  
VK C 18: Bewehrungsskizze Draufsicht und Querschnitt -  $h = 18\text{cm}$

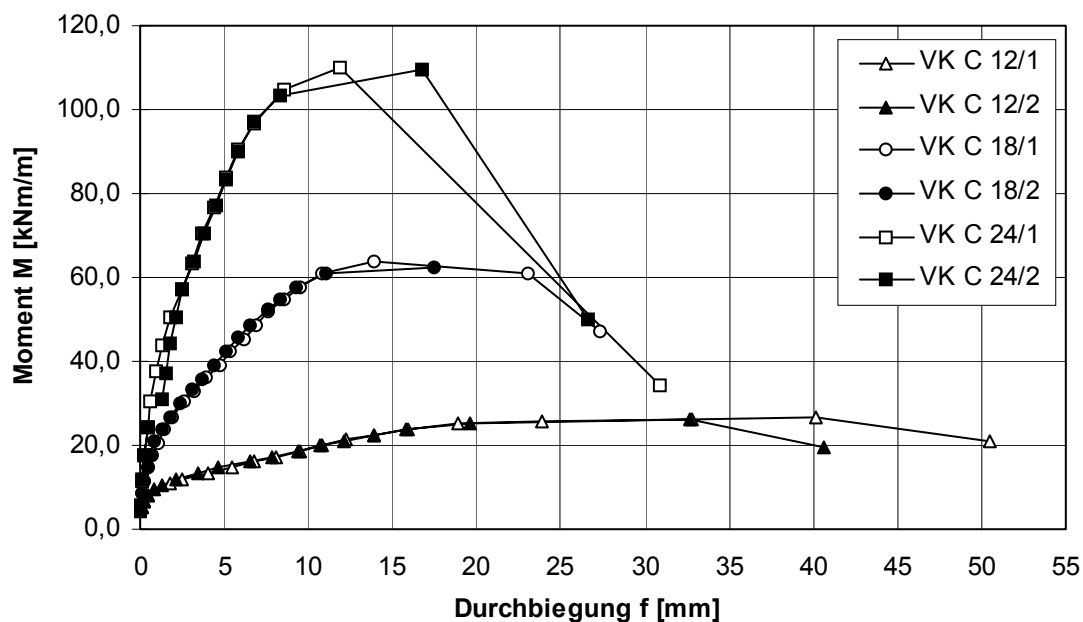


**Bild C 7:**  
VK C 24: Bewehrungsskizze Draufsicht und Querschnitt -  $h = 24\text{cm}$





**Bild C 8:**  
Reihe C: Systemskizze Messeinrichtung



**Bild C 9:**  
Reihe C: Durchbiegungen, dargestellt in Abhängigkeit vom Biegemoment in Feldmitte

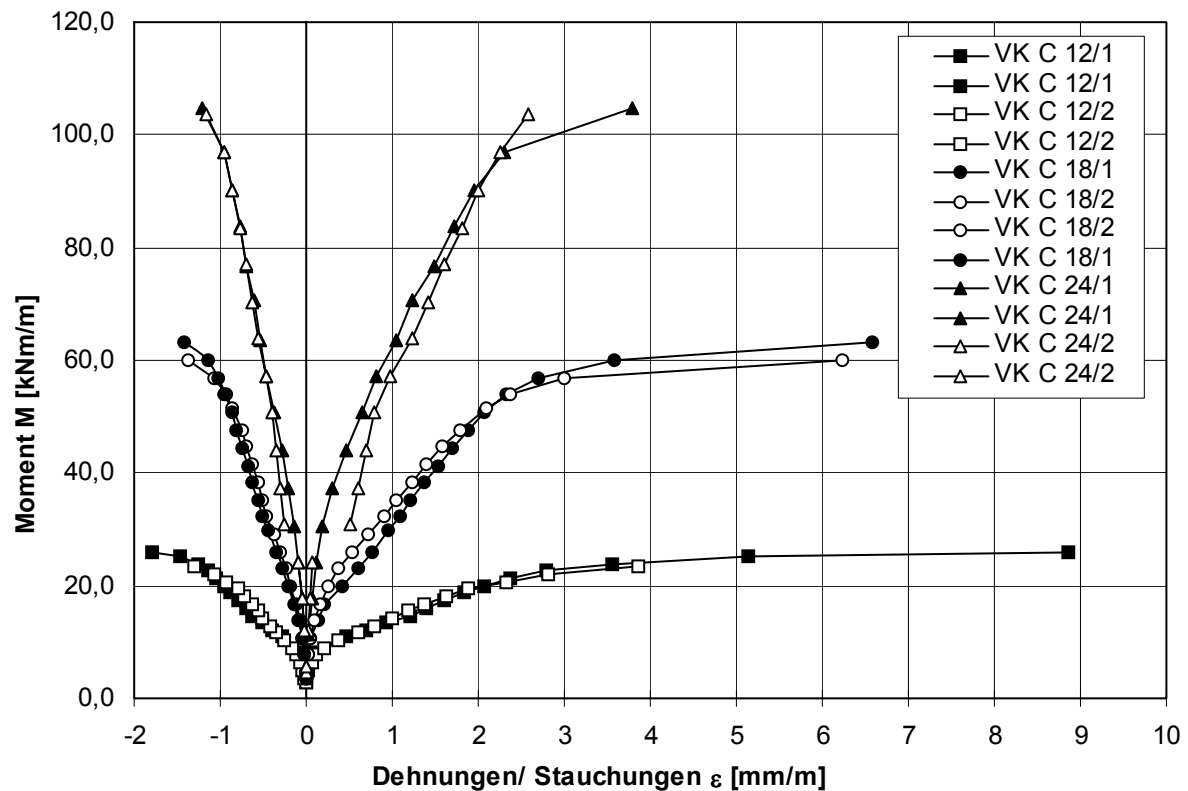


Bild C 10:

Reihe C: Dehnungen und Stauchungen an der Betonseitenfläche, dargestellt in Abhängigkeit vom Biegemoment in Feldmitte

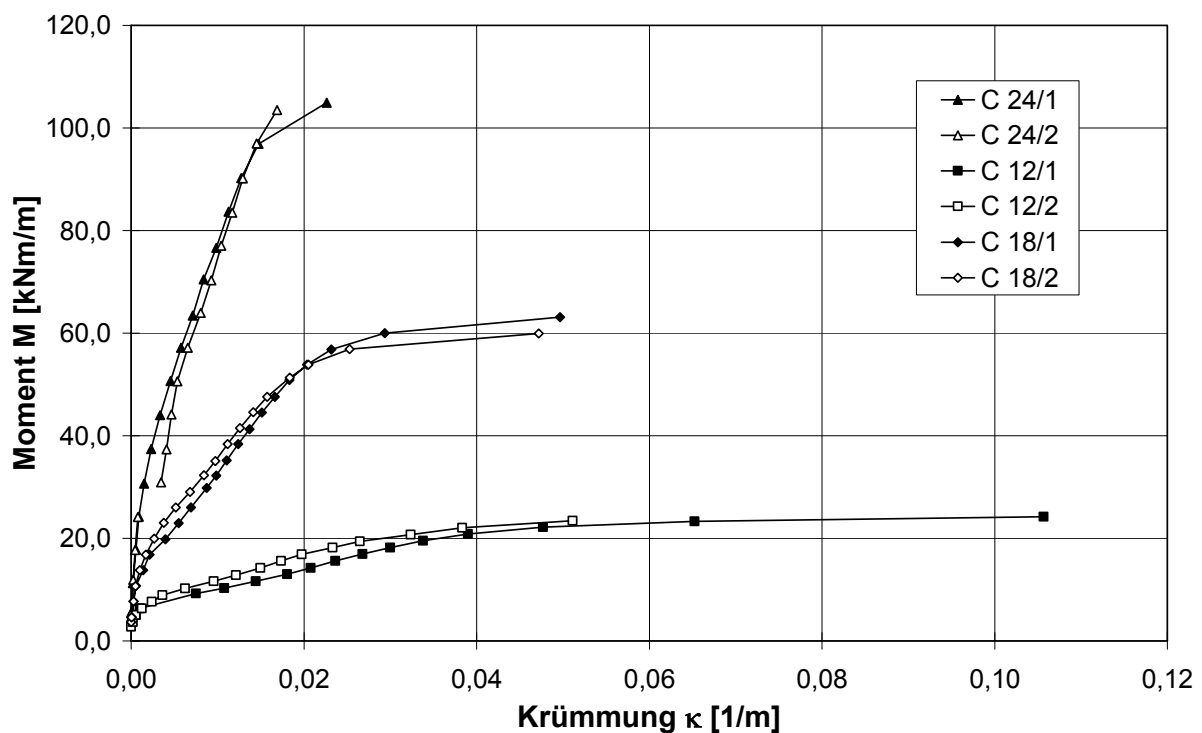


Bild C 11:

Reihe C: Krümmungen, dargestellt in Abhängigkeit vom Biegemoment in Feldmitte

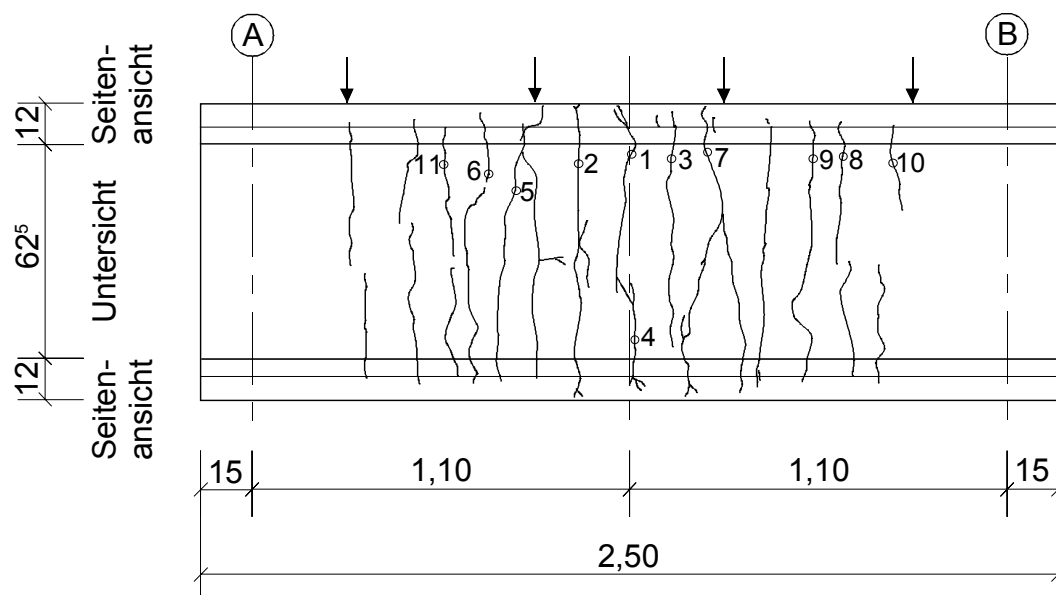


Bild C 12:  
VK C 12/1: Rissbild nach Abschluss Belastungsversuch

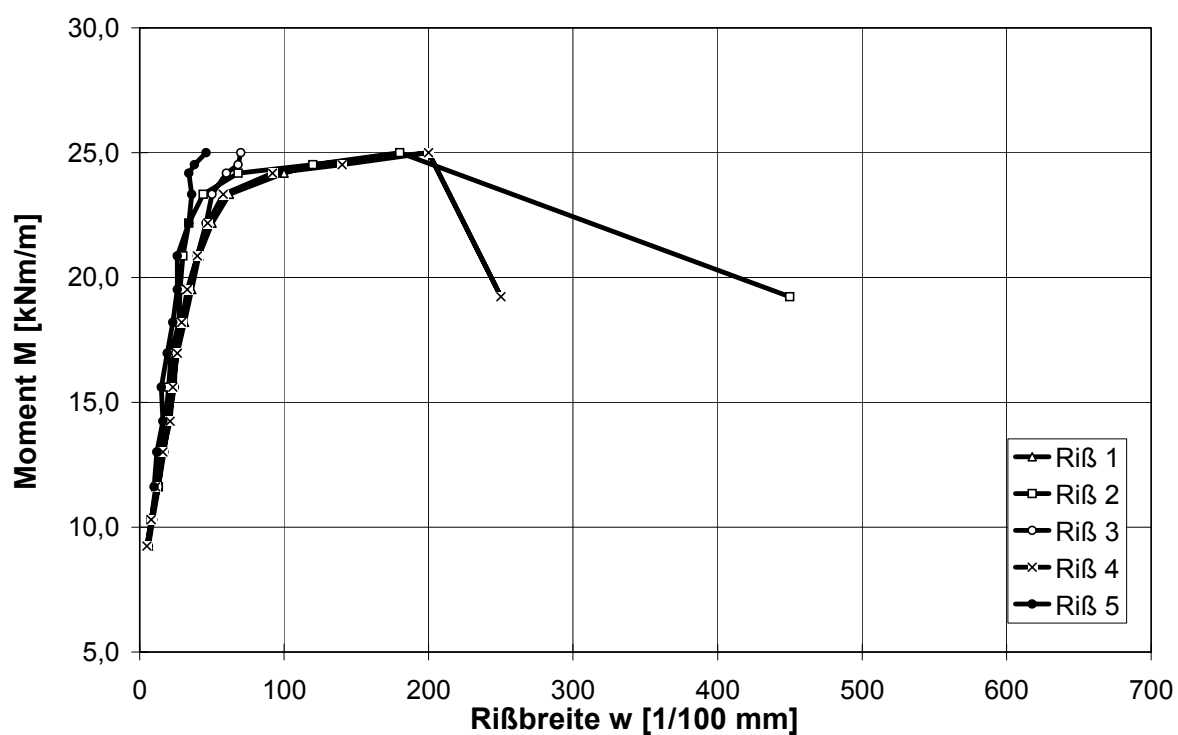


Bild C 13:  
VK C 12/1: Rissbreiten ausgewählter Risse

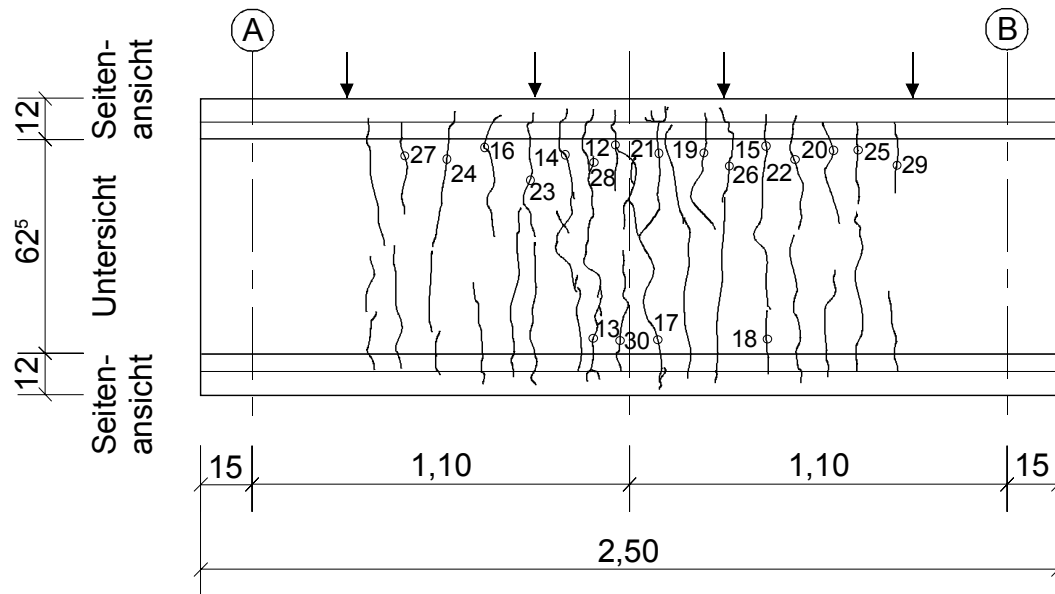


Bild C 14:  
VK C 12/2: Rissbild nach Abschluss Belastungsversuch

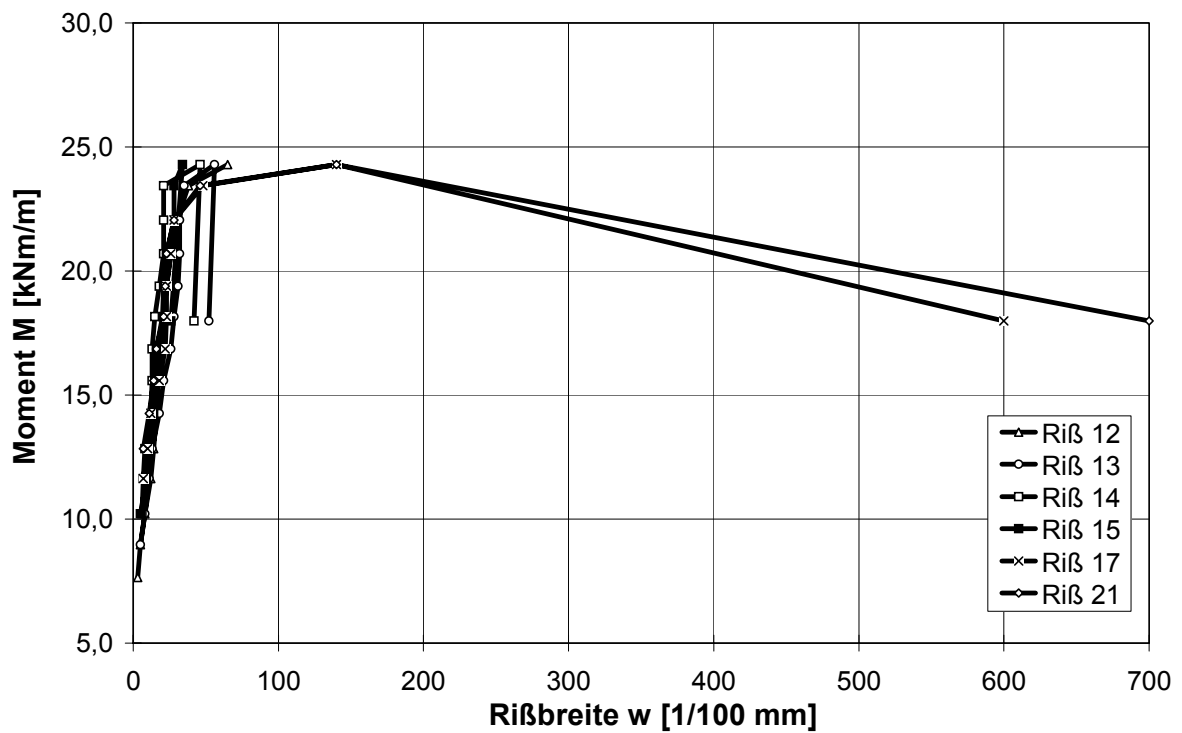


Bild C 15:  
VK C 12/2: Rissbreiten ausgewählter Risse

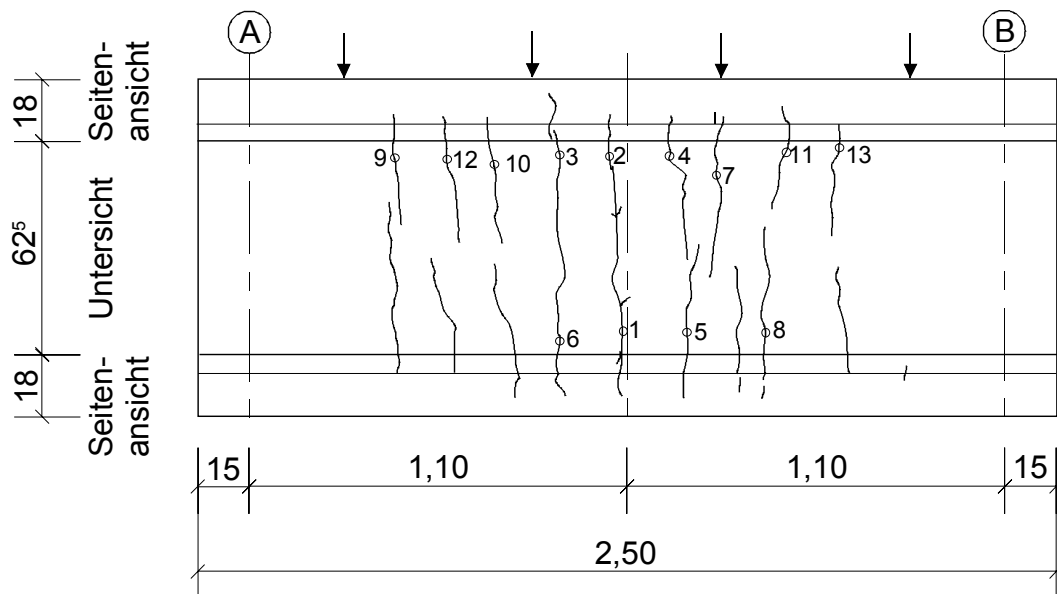


Bild C 16:  
VK C 18/1: Rissbild nach Abschluss Belastungsversuch

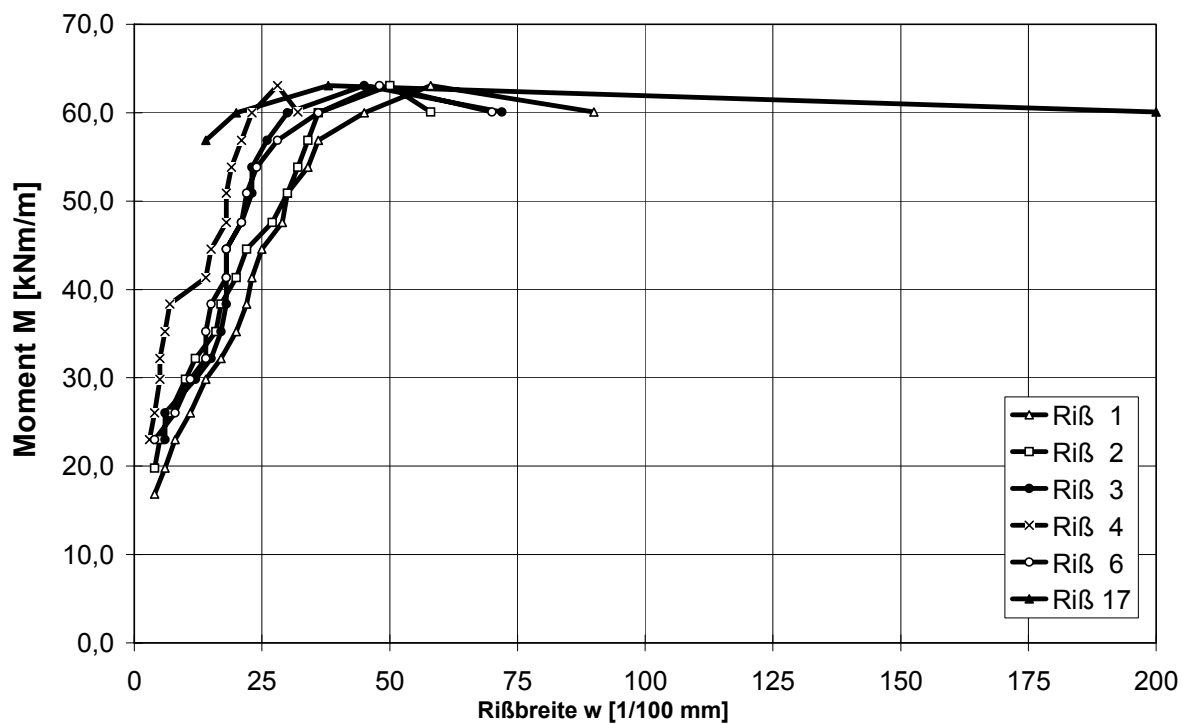


Bild C 17:  
VK C 18/1: Rissbreiten ausgewählter Risse

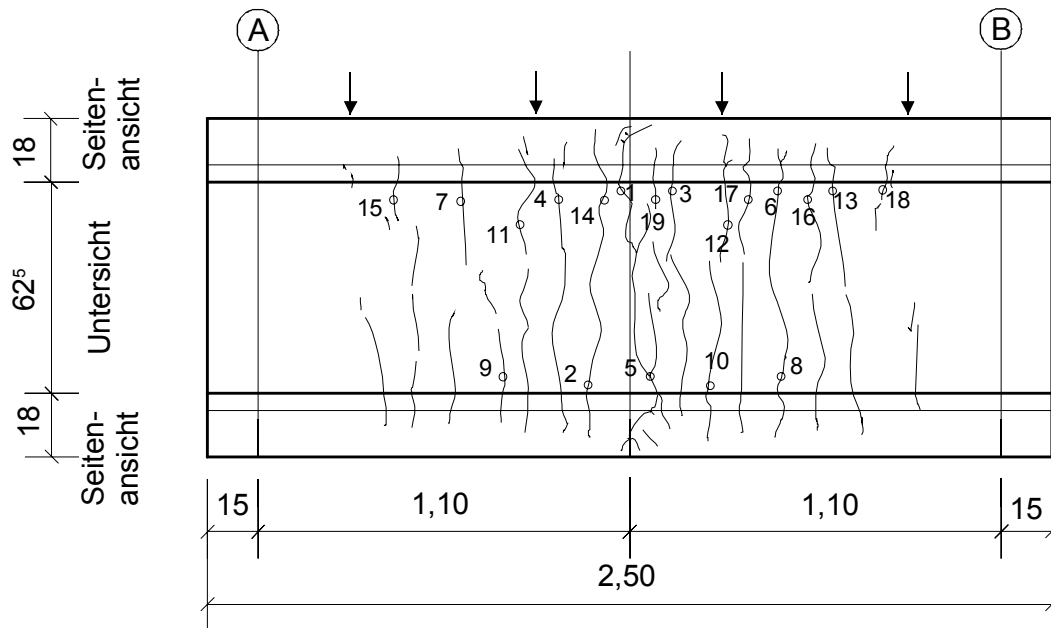


Bild C 18:  
VK C 18/2: Rissbild nach Abschluss Belastungsversuch

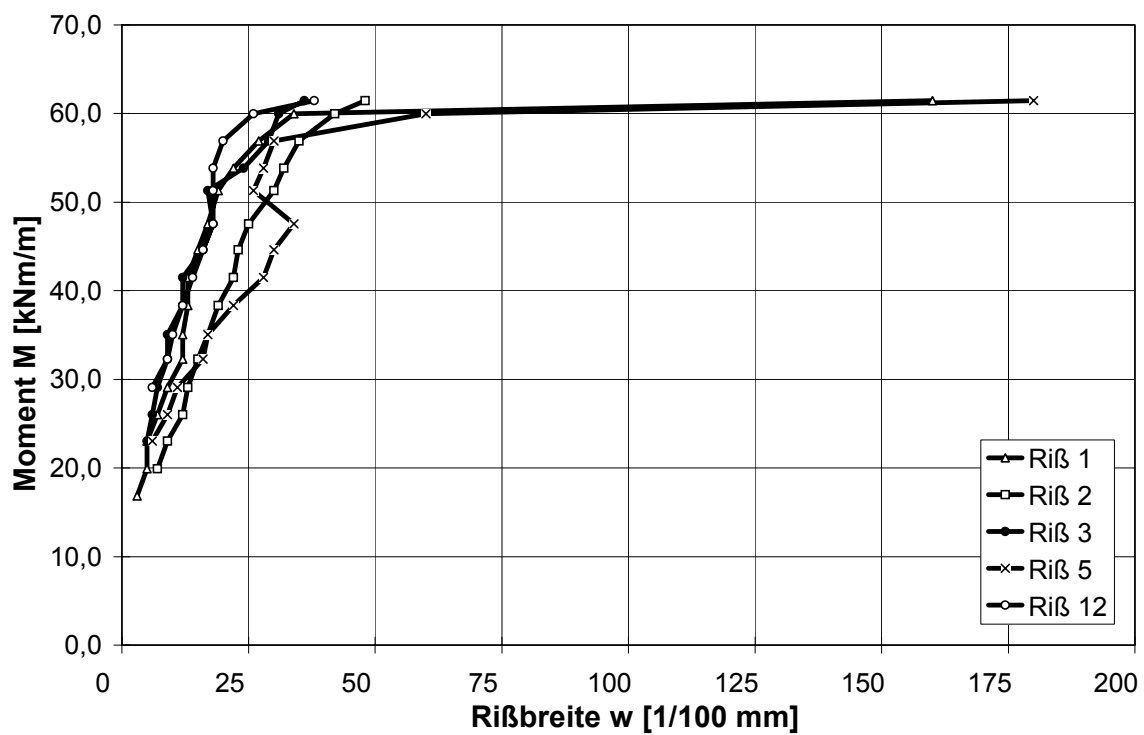


Bild C 19:  
VK C 18/2: Rissbreiten ausgewählter Risse

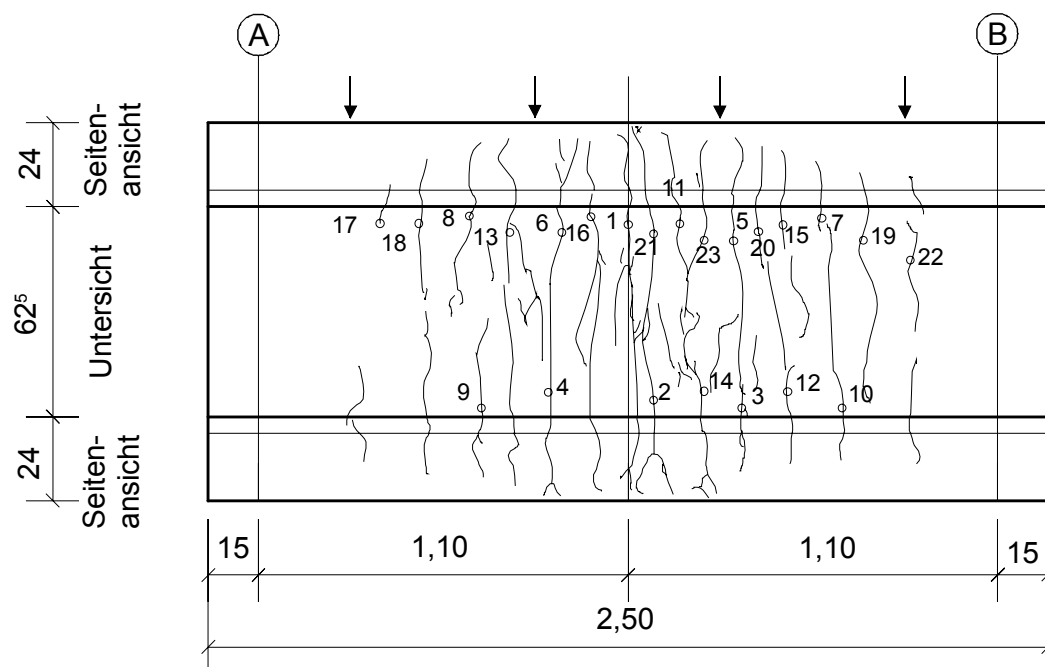


Bild C 20:  
VK C 24/1: Rissbild nach Abschluss Belastungsversuch

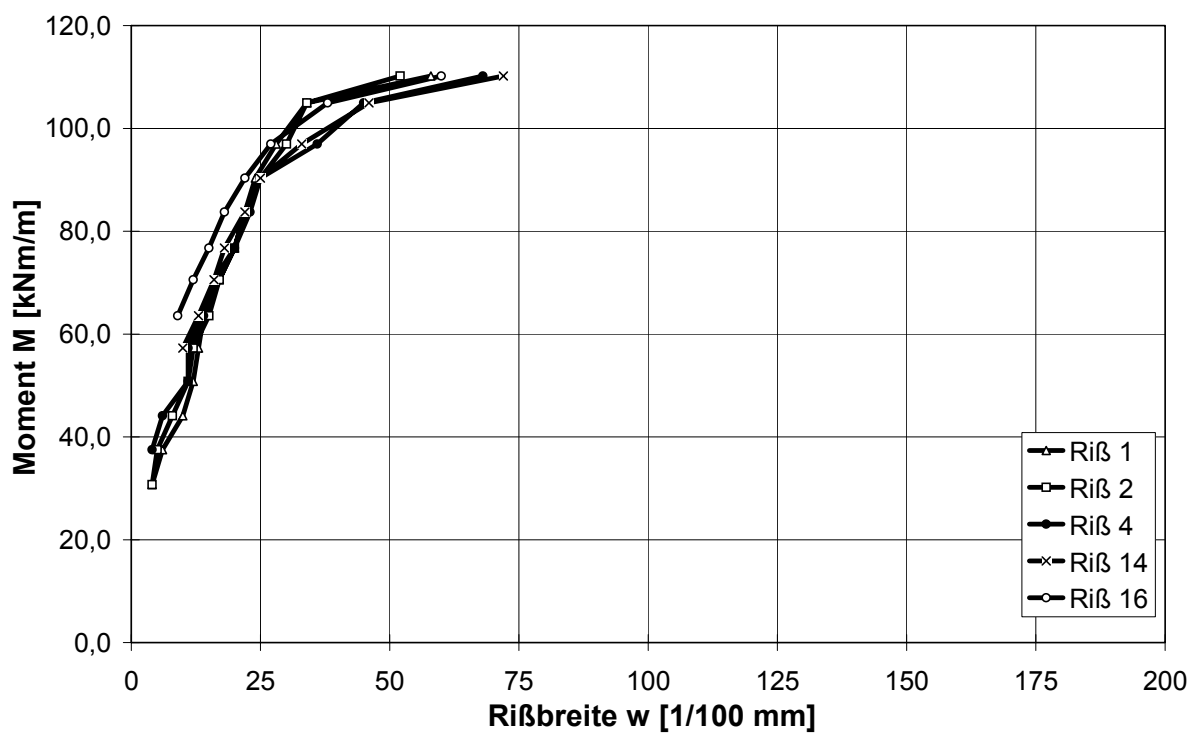


Bild C 21:  
VK C 24/1: Rissbreitenbreiten ausgewählter Risse

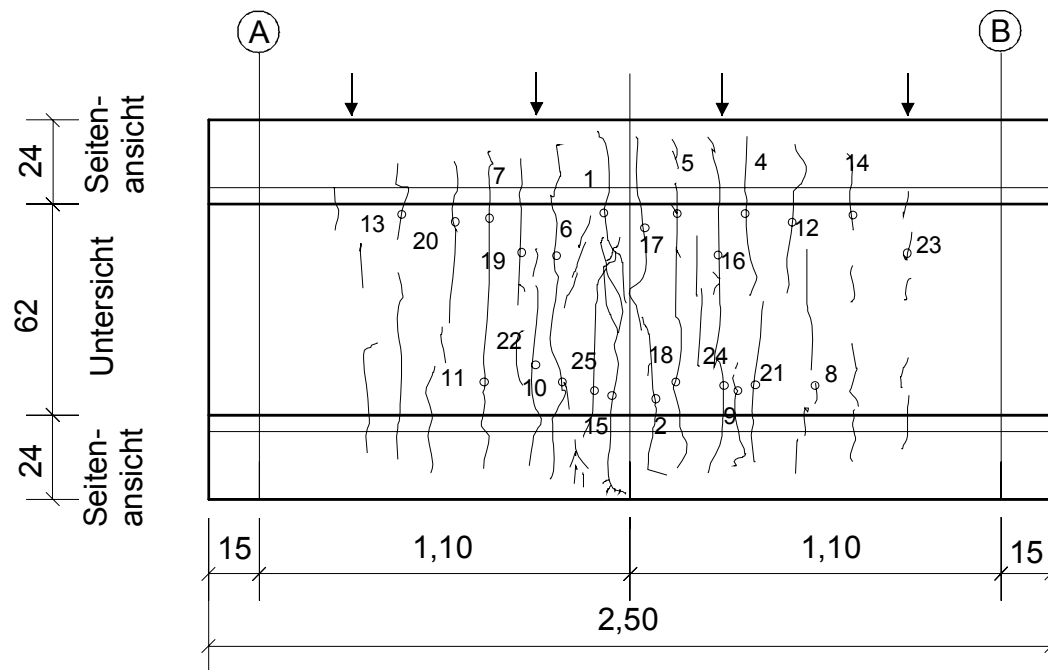


Bild C 22:  
VK C 24/2: Rissbild nach Abschluss Belastungsversuch

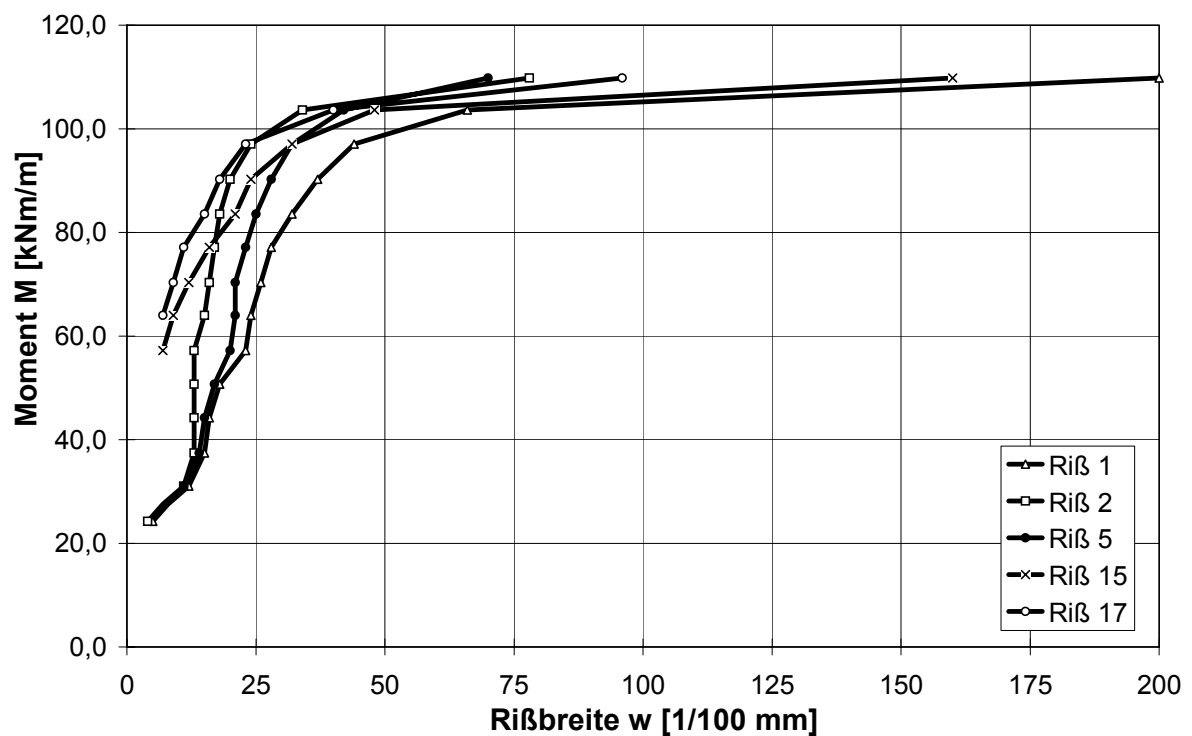


Bild C 23:  
VK C 24/2: Rissbreiten ausgewählter Risse



## A5 Anhang Reihe D

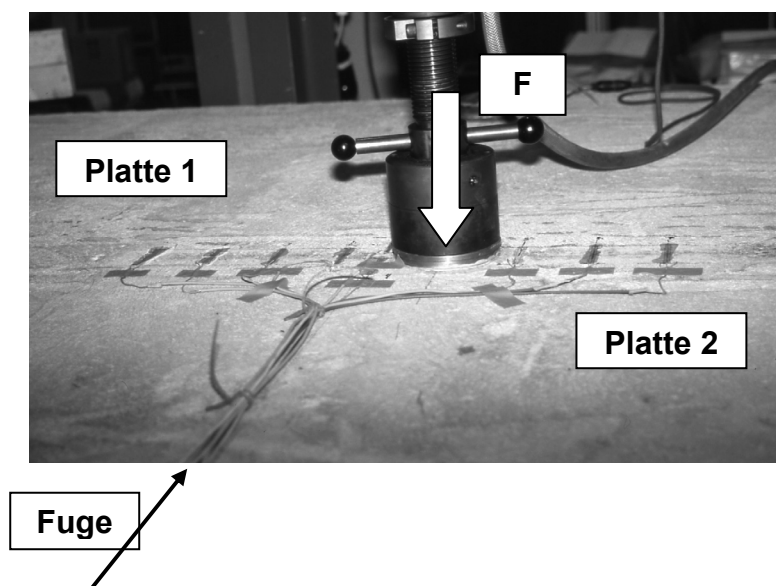


Bild D 1:  
Reihe D: Versuchstand

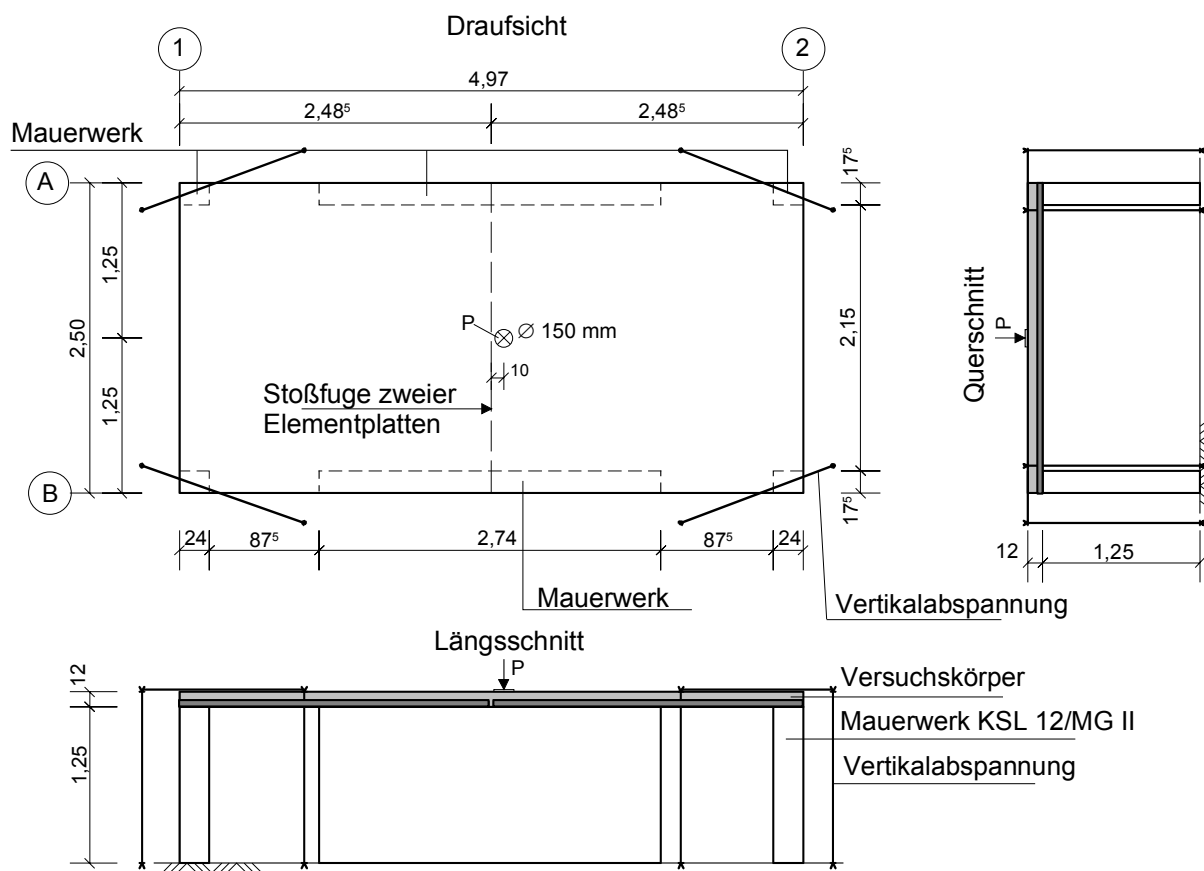
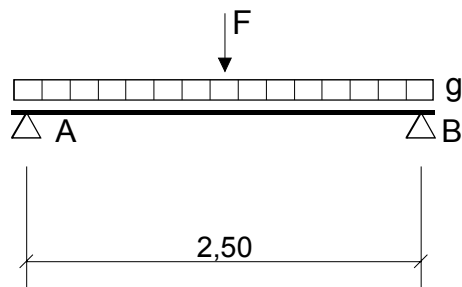
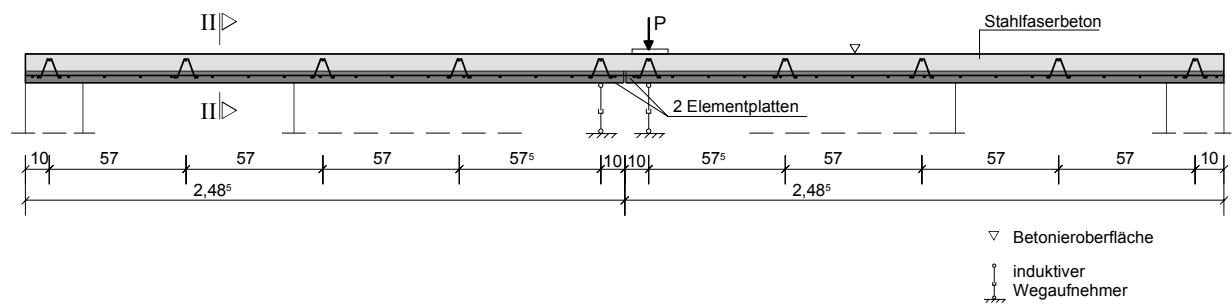


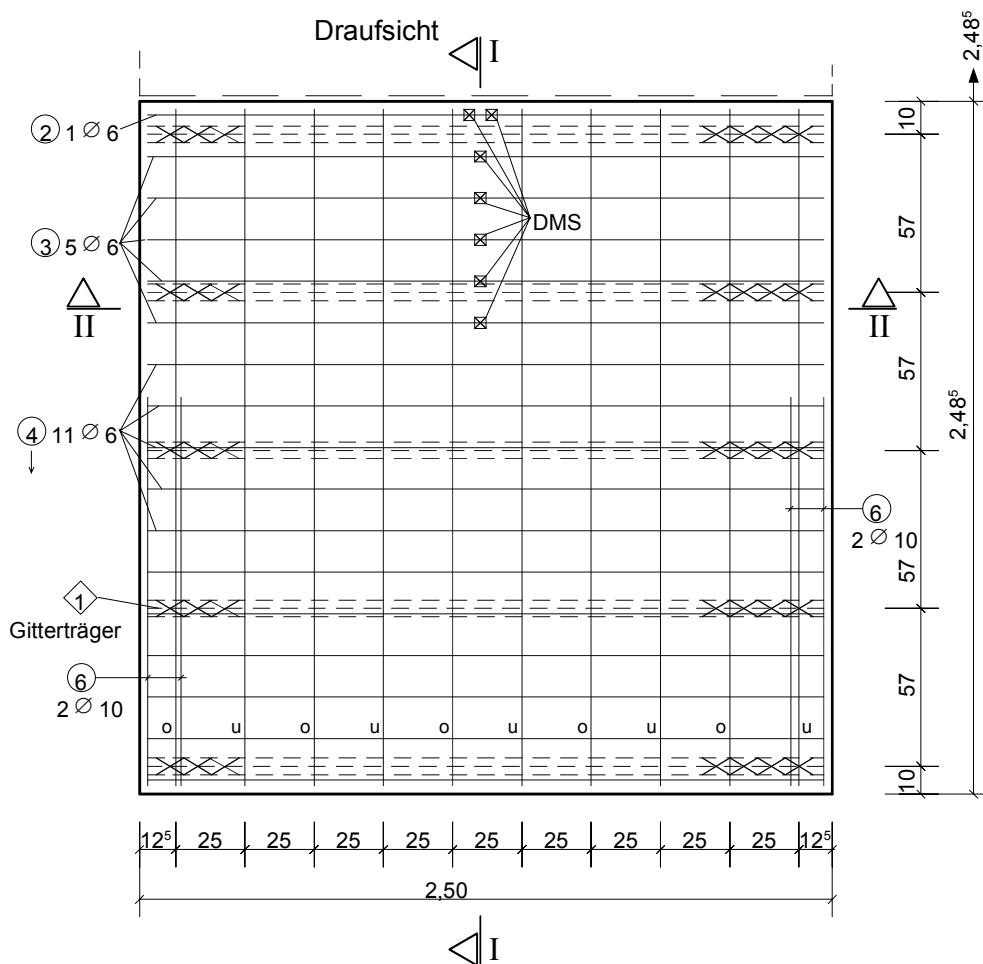
Bild D 2:  
Reihe D: Systemskizze, Versuchsaufbau



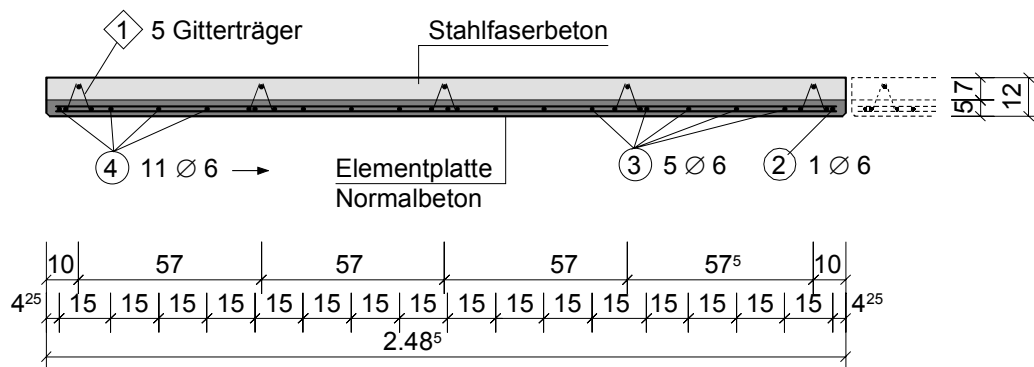
**Bild D 3:**  
**Reihe D: Statisches System Versuchskörper**



**Bild D 4:**  
**Reihe D: Längsschnitt I-I**



**Bild D 5:**  
**Reihe D: Bewehrungsskizze Draufsicht**



⑤ 10 Ø 6 / 25 cm...(2,44)

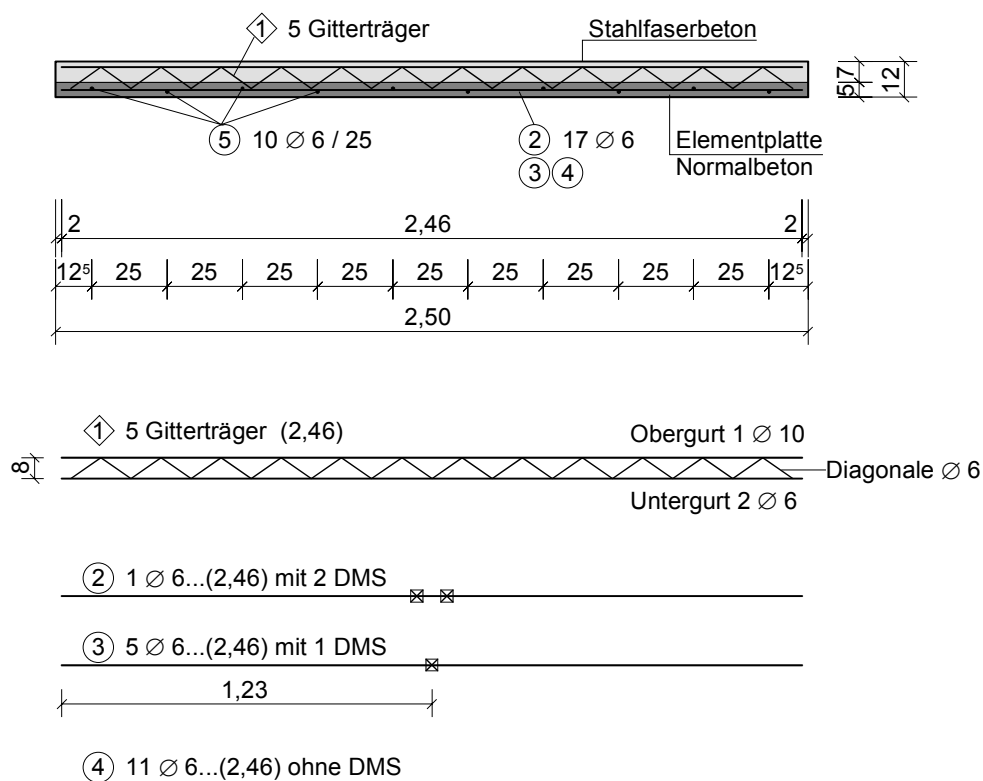
"u" -unter ② ③ ④

⑥ 8 Ø 10 ...(1,40)

"o" -über ② ③ ④

Betondeckung nom c = 1,5 cm

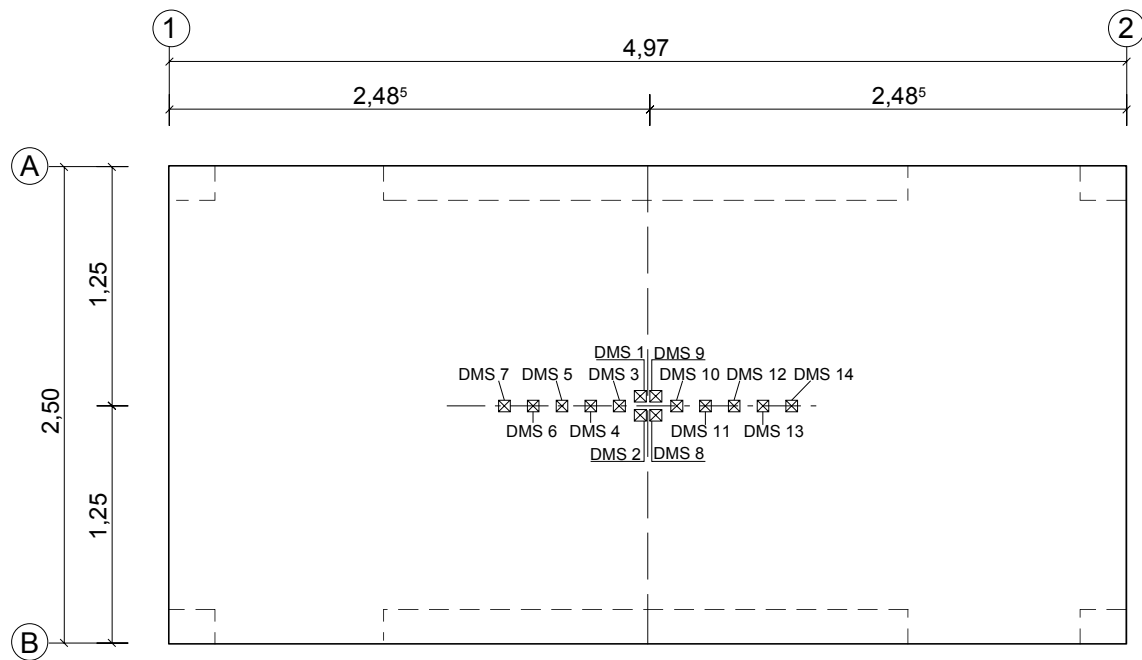
**Bild D 6:**  
**Reihe D: Bewehrungsskizze Längsschnitt I-I**



Betondeckung  
nom c = 1,5 cm

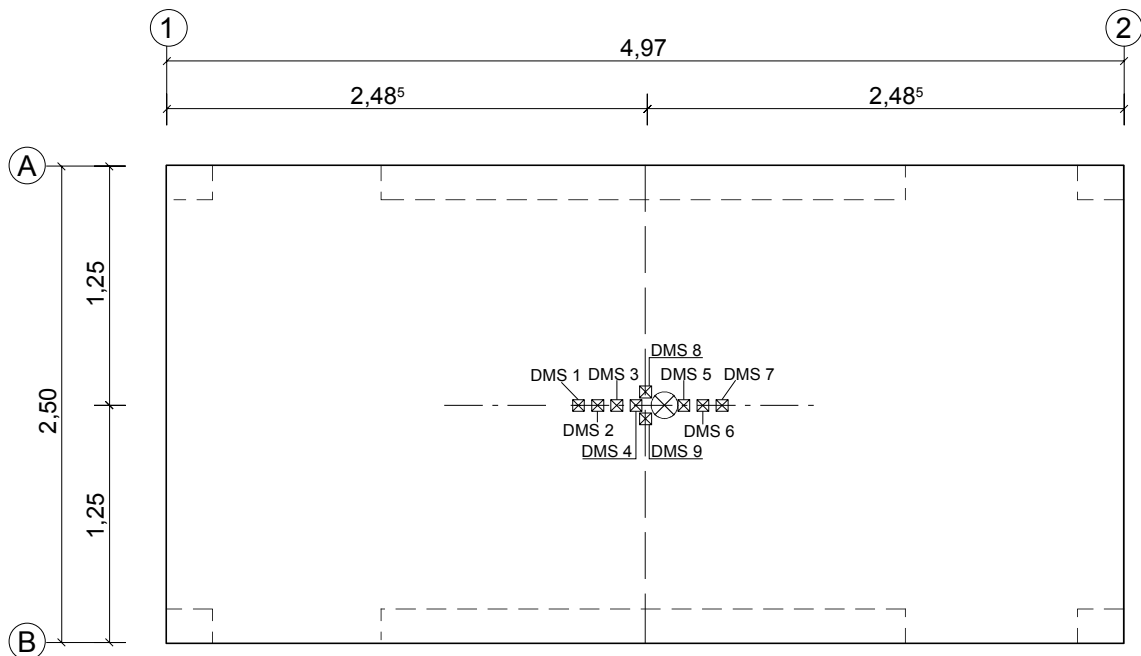
**Bild D 7:**  
**Reihe D: Bewehrungsskizze Querschnitt II-II**

Draufsicht



**Bild D 8:**  
VK D 12/1: Anordnung der Messstellen (Plattenunterseite)

Draufsicht



**Bild D 9:**  
VK D 12/2: Anordnung der Messstellen (Plattenoberseite)

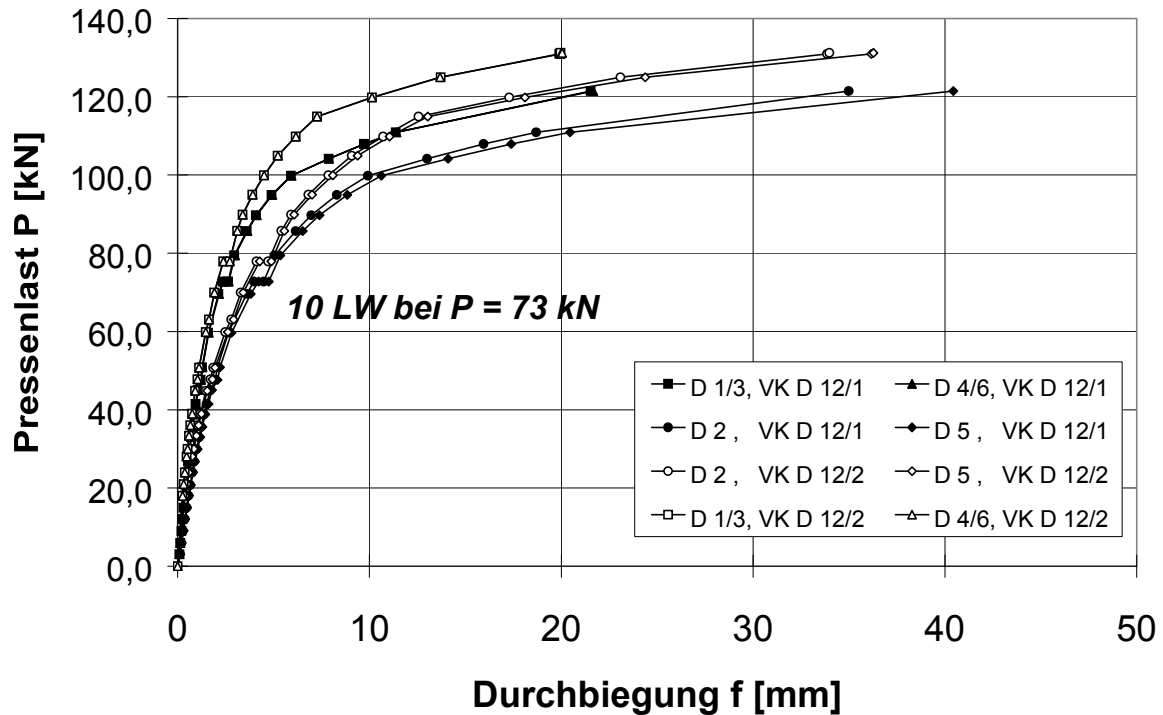


Bild D 10:

VK D 12/1 und 12/2: Durchbiegungen, dargestellt in Abhängigkeit von der Pressenlast

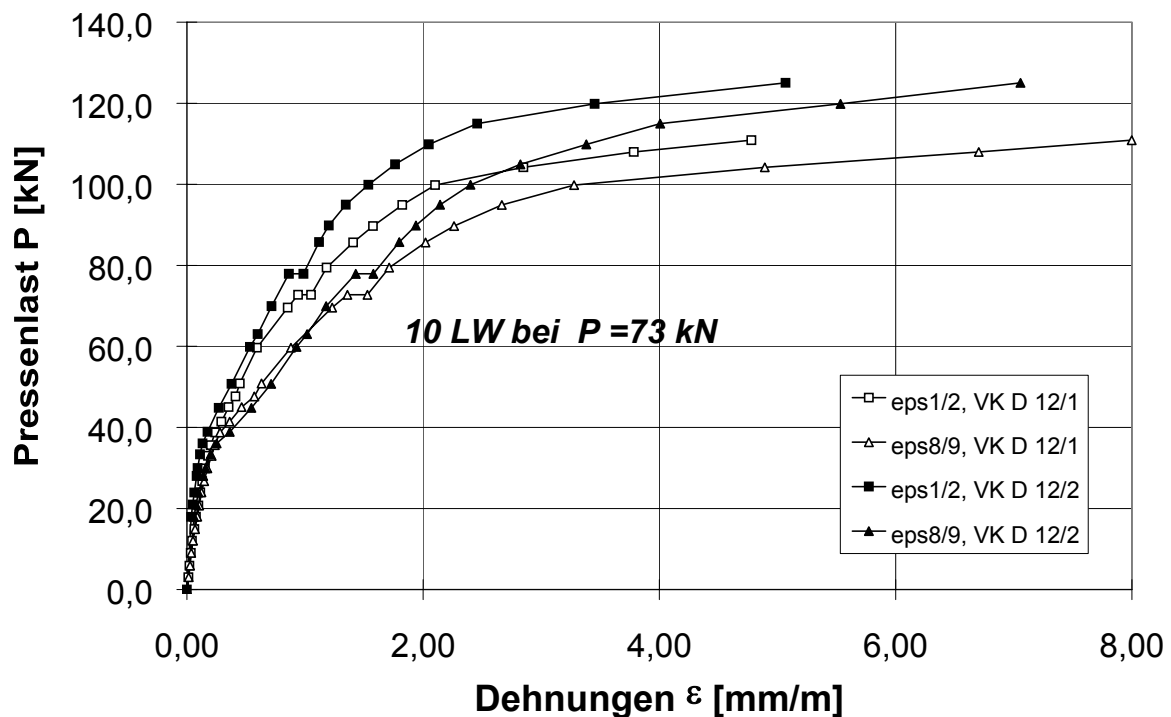


Bild D 11:

VK D 12/1 und 12/2: Dehnungen der Bewehrungsstähle, dargestellt in Abhängigkeit von der Pressenlast

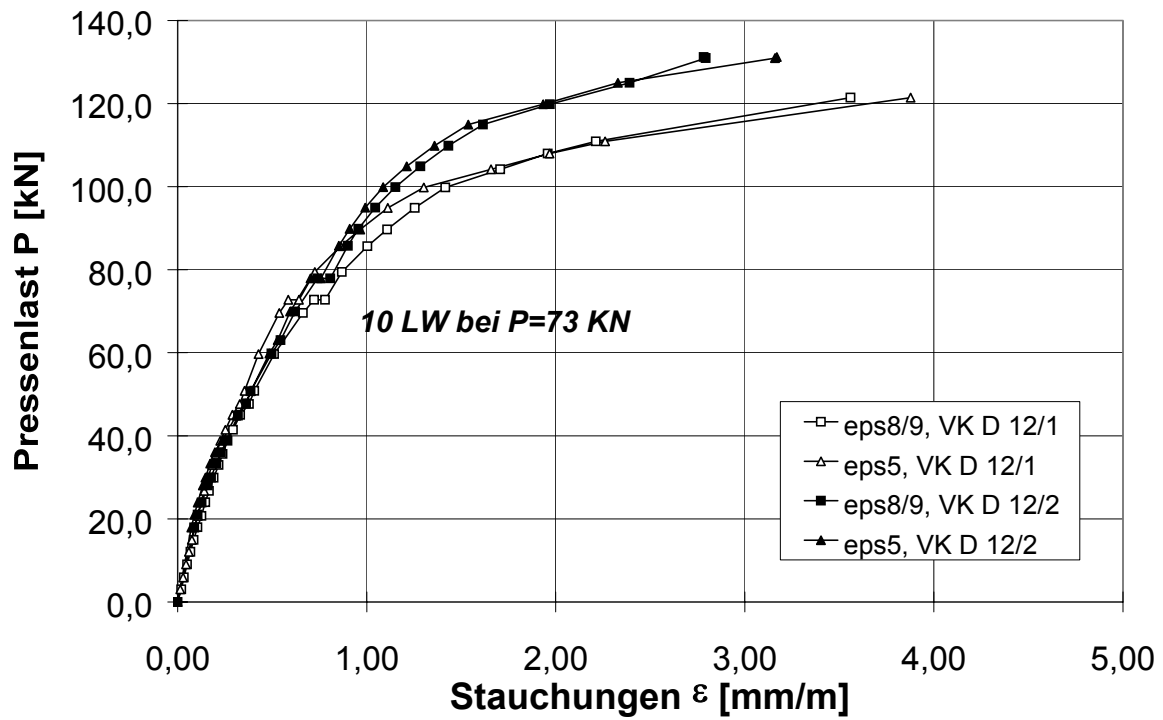
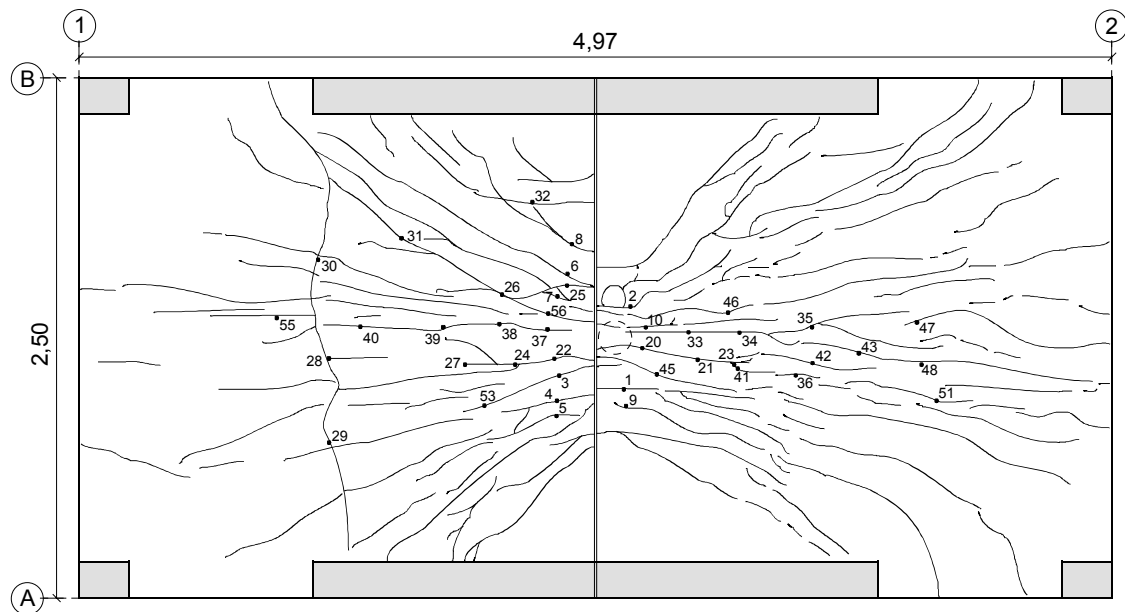


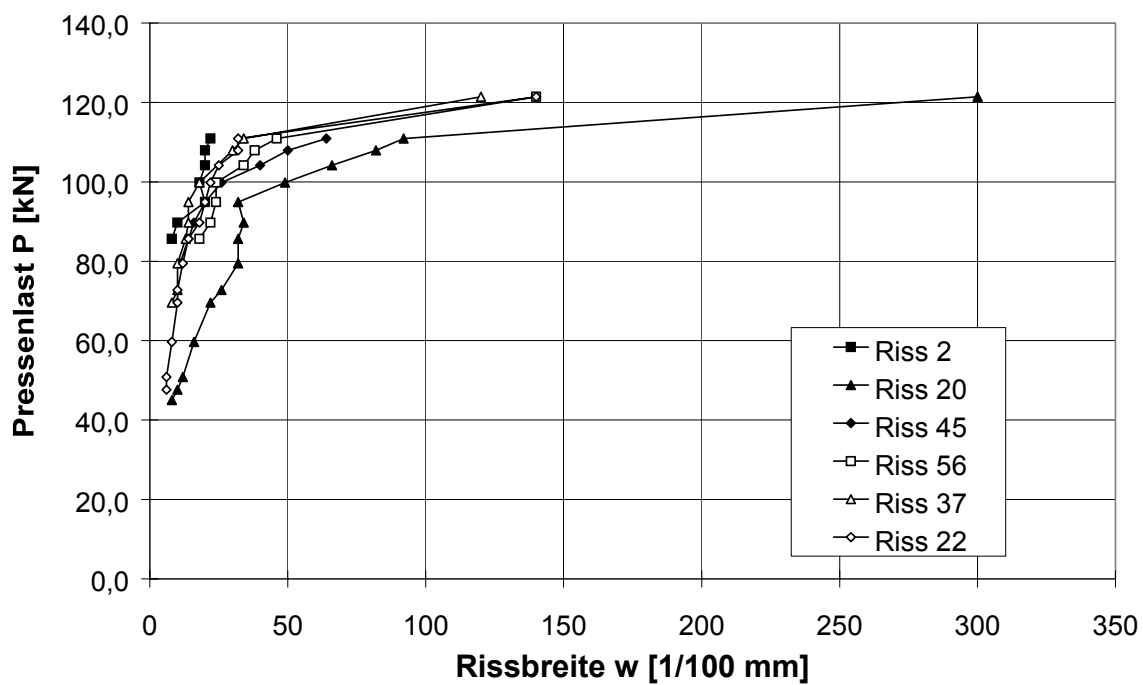
Bild D 12:

VK D 12/1 und 12/2: Stauchungen an der Betonoberseite, dargestellt in Abhängigkeit von der Pressenlast

Untersicht



**Bild D 13:**  
**VK D 12/1: Rissbild nach Abschluss Belastungsversuch**



**Bild D 14:**  
**VK D 12/1: Rissbreiten ausgewählter Risse**

Untersicht

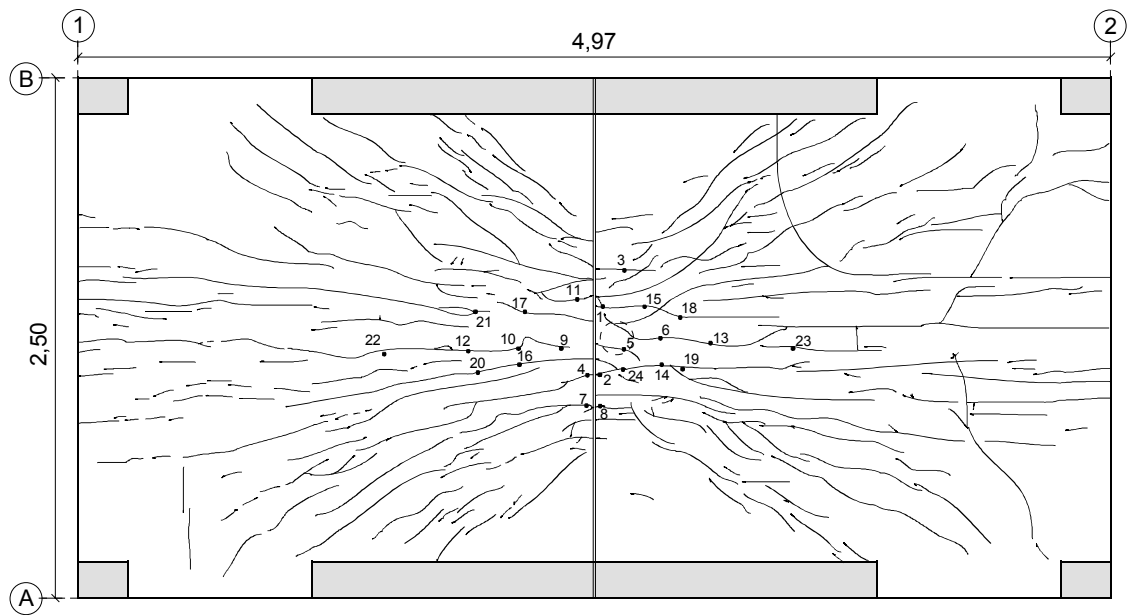


Bild D 15:  
VK D 12/2: Rissbild nach Abschluss Belastungsversuch

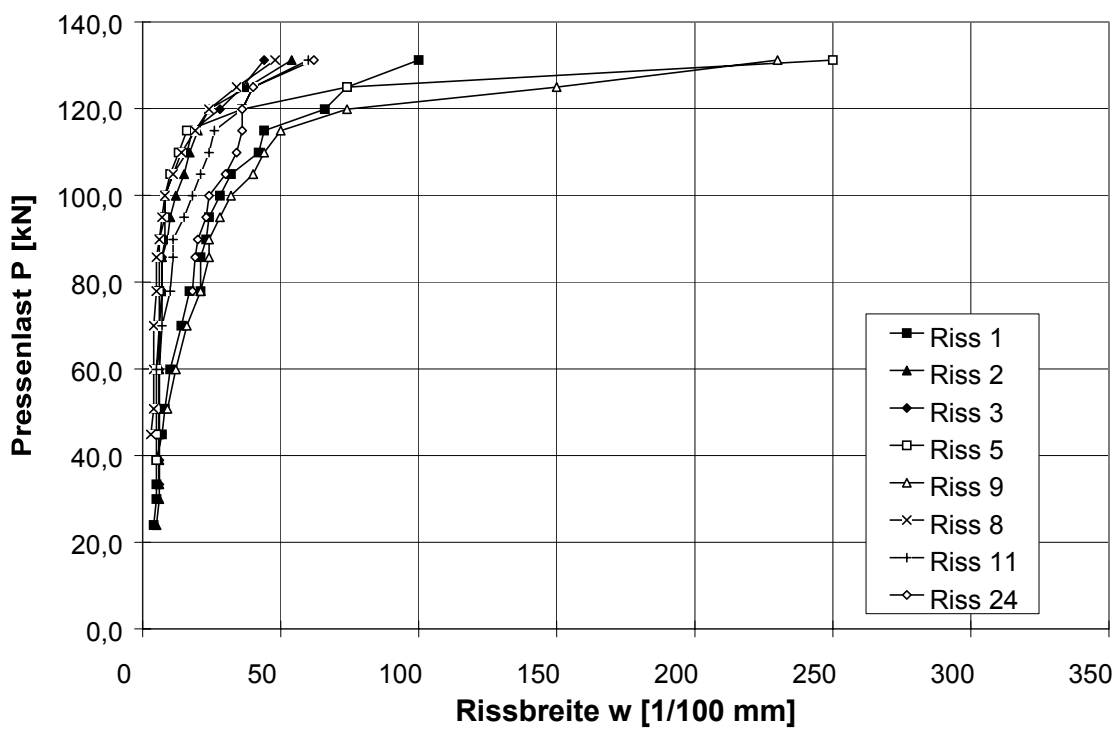
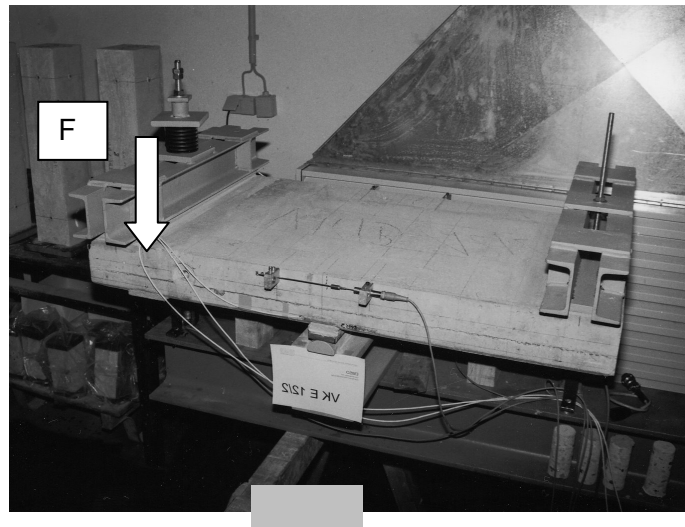


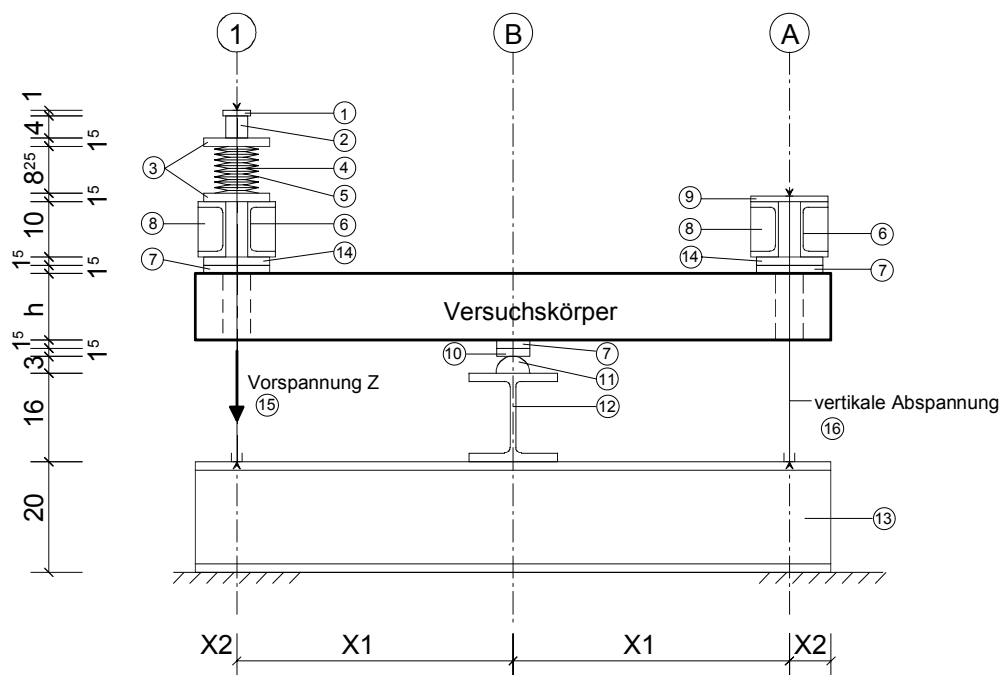
Bild D 16  
VK D 12/2: Rissbreiten ausgewählter Risse



## A6 Anhang Reihe E Dauer

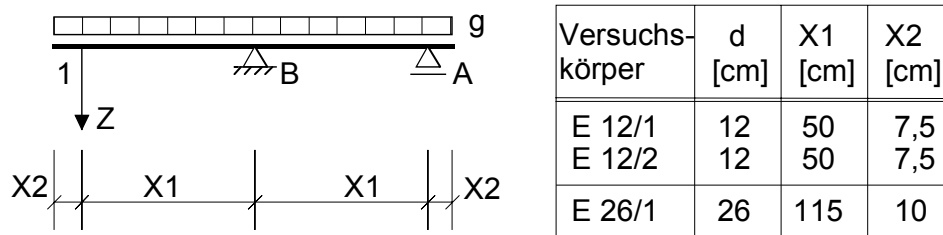


**Bild E Dauer 1:**  
**Reihe E Dauer: Versuchsstand Dauerlast**

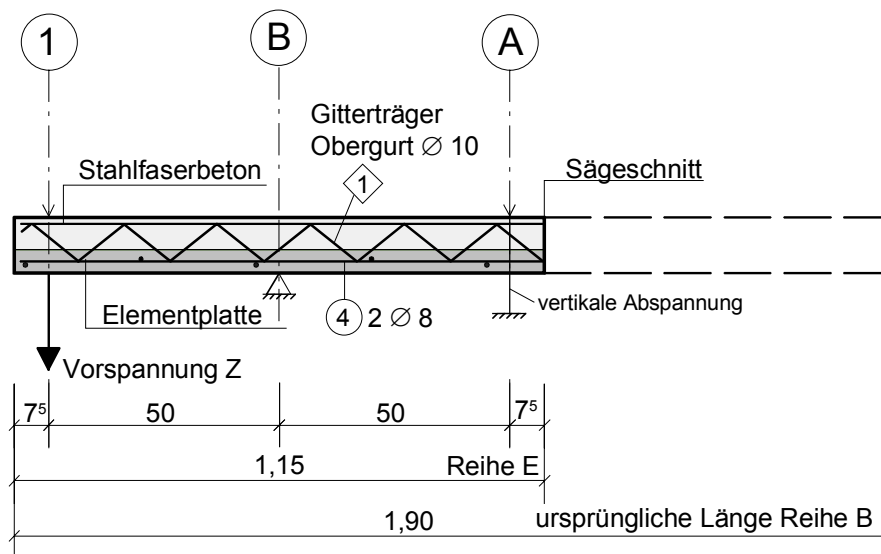


- |  |   |
|--|---|
| 1 Blech 10 x 50 x 50 mm                          | 9 Blech 10 x 100 x 140 mm                           |
| 2 Rohr $\varnothing$ 35 mm, t = 2 mm, l = 40 mm  | 10 Blech 15 x 60 x 625 mm                           |
| 3 Blech 15 x 120 x 120 mm                        | 11 Halbrund - Auflager, r = 30 mm                   |
| 4 Rohr $\varnothing$ 30 mm, t = 2 mm, l = 100 mm | 12 HEB 160, l = 625 mm                              |
| 5 15 Tellerfedern 80 x 31 x 3 mm                 | 13 HEB 200, l = 1150 mm                             |
| 6 U 100, l = 750 mm                              | 14 Blech 15 x 120 x 625 mm                          |
| 7 Mörtelschicht, d = 15 mm                       | 15 Spannstange $\varnothing$ 16 zur Lasteinbringung |
| 8 Aussteifungsblech, d = 8 mm                    | 16 Spannstange $\varnothing$ 16 als Gegenlager      |

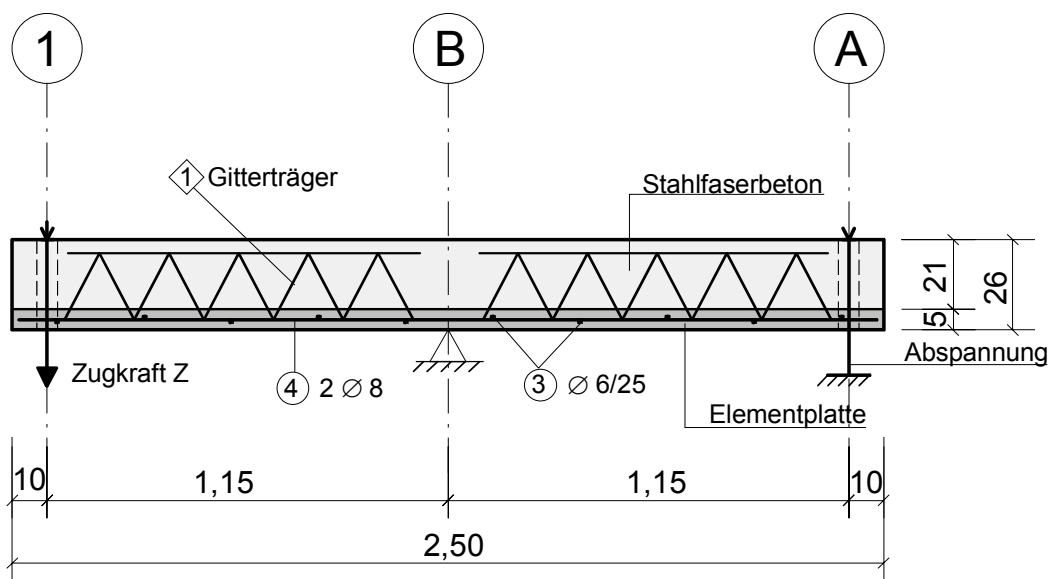
**Bild E Dauer 2:**  
**Reihe E Dauer: Systemskizze, Versuchsaufbau Dauerlast**



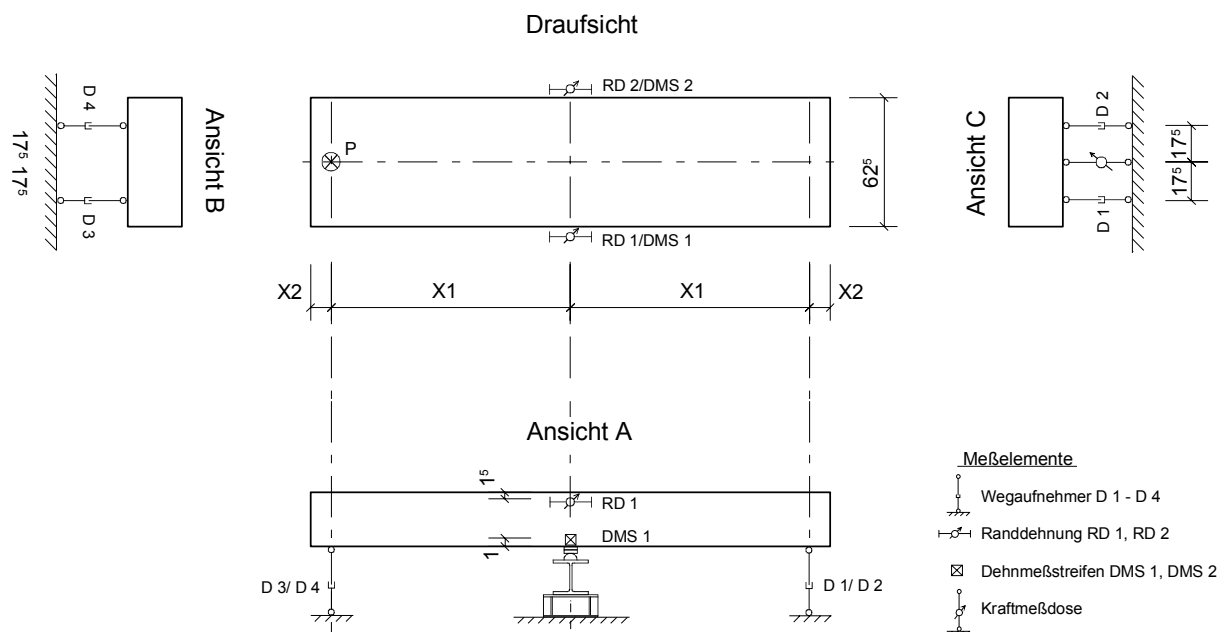
**Bild E Dauer 3:**  
**Reihe E Dauer: Statisches System Versuchskörper**



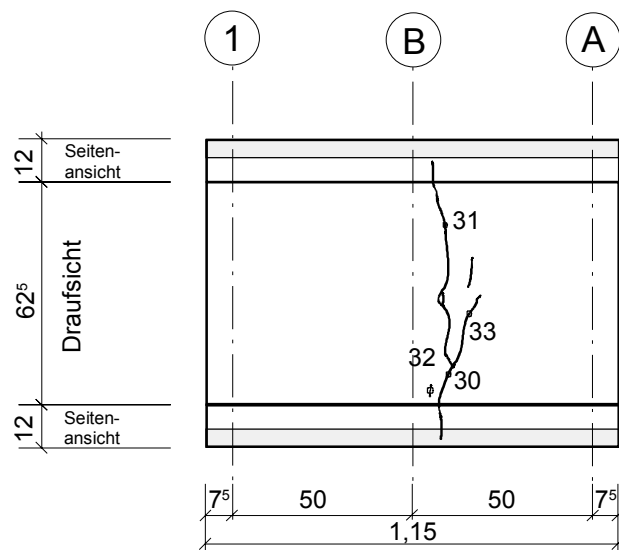
**Bild E Dauer 4:**  
**VK E 12/1 und VK E 12/2: Bewehrungsskizze Längsschnitt**



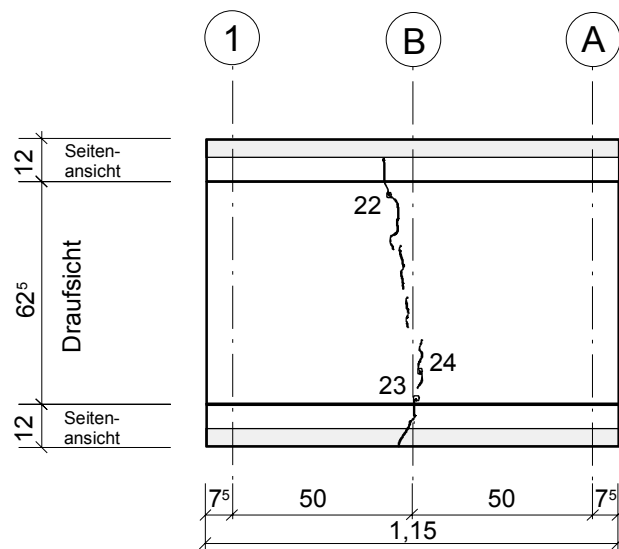
**Bild E Dauer 5:**  
**VK E 26/1: Bewehrungsskizze Längsschnitt**



**Bild E Dauer 6:**  
**Reihe E Dauer: Anordnung der Messstellen**



**Bild E Dauer 7:**  
**VK E 12/1: Rissbild**



**Bild E Dauer 8:**  
**VK E 12/2 Rissbild**

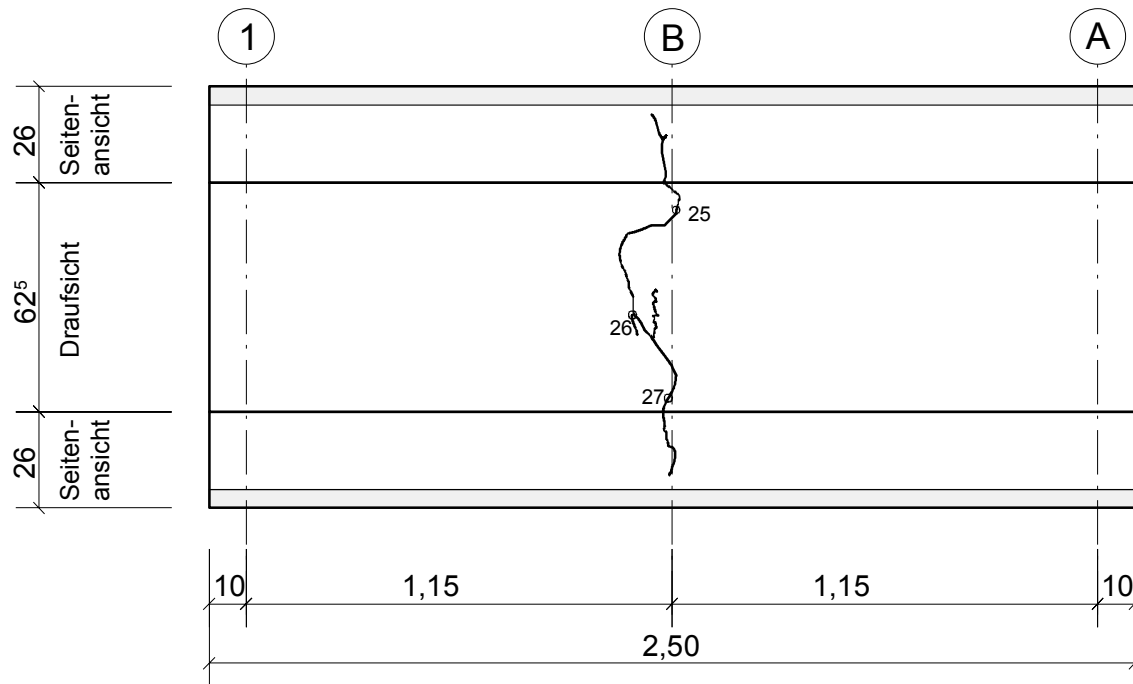


Bild E Dauer 9:  
VK E 26/1: Rissbild

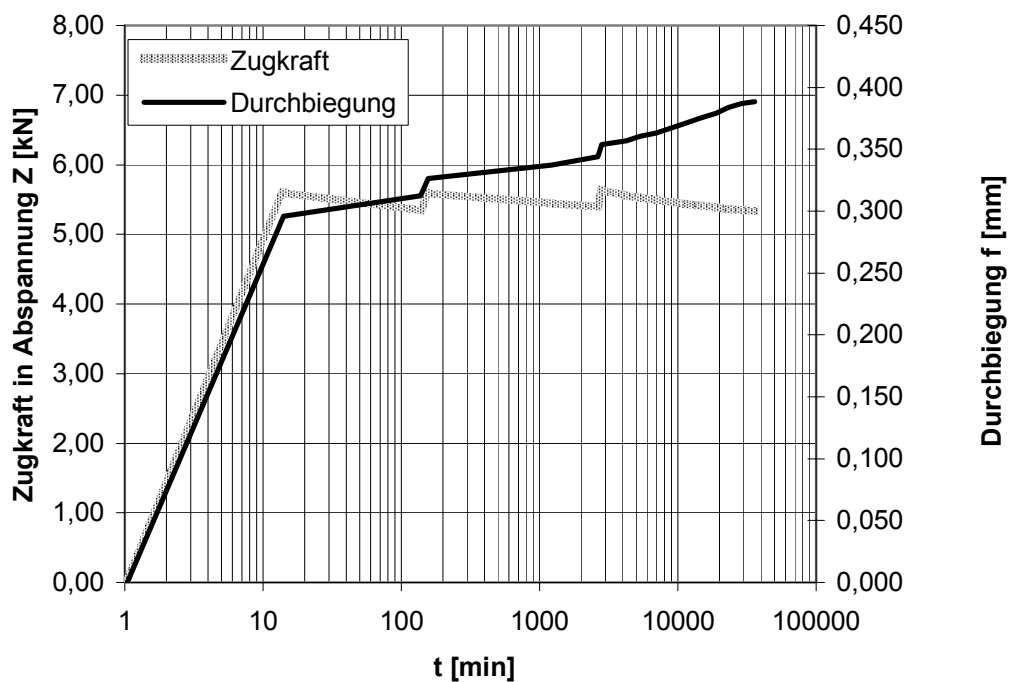


Bild E Dauer 10:  
VK E 12/1: Durchbiegungen bezogen auf Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau I

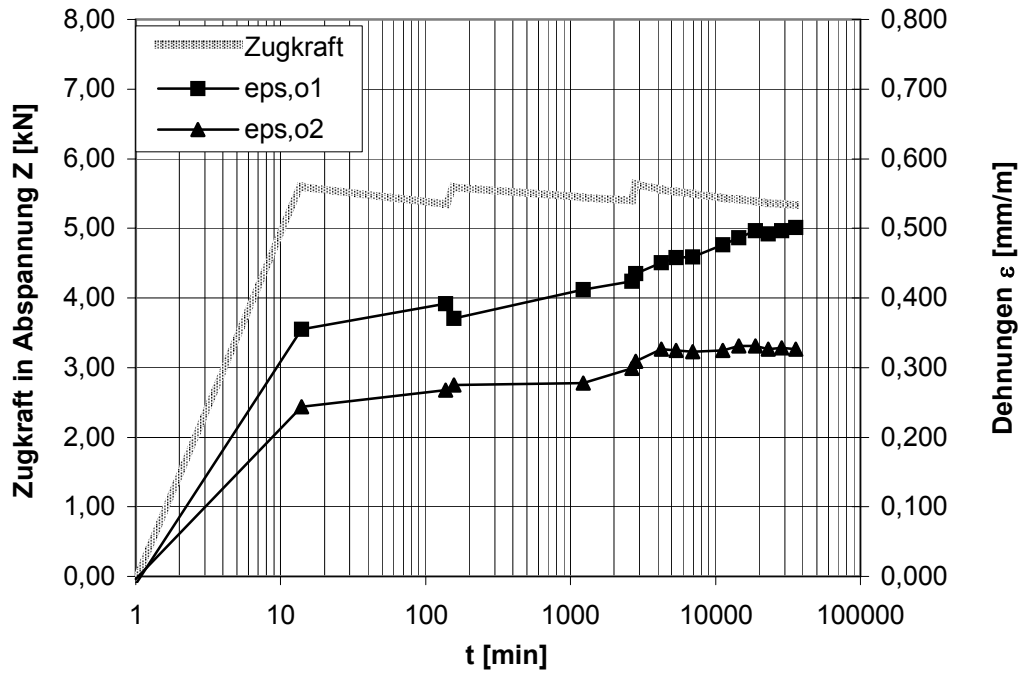


Bild E Dauer 11:

VK E 12/1: Gerechnete Dehnungen am oberen Betonrand im Bereich der Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau I

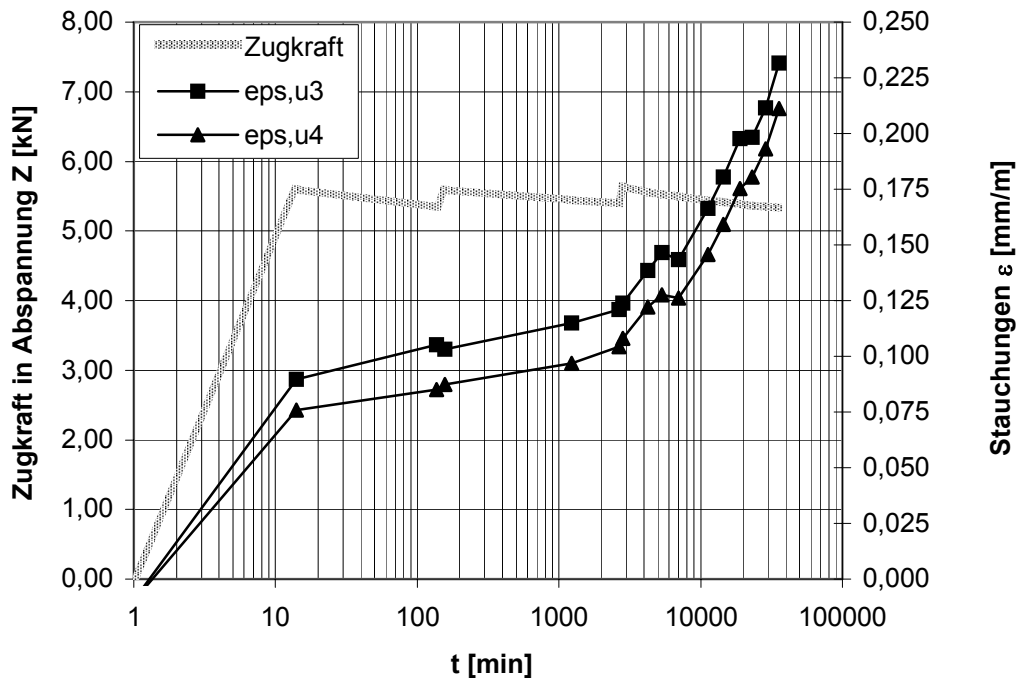


Bild E Dauer 12:

VK E 12/1: Gerechnete Stauchungen am unteren Betonrand im Bereich der Achse B (aus DMS 1 und DMS 2) und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau I

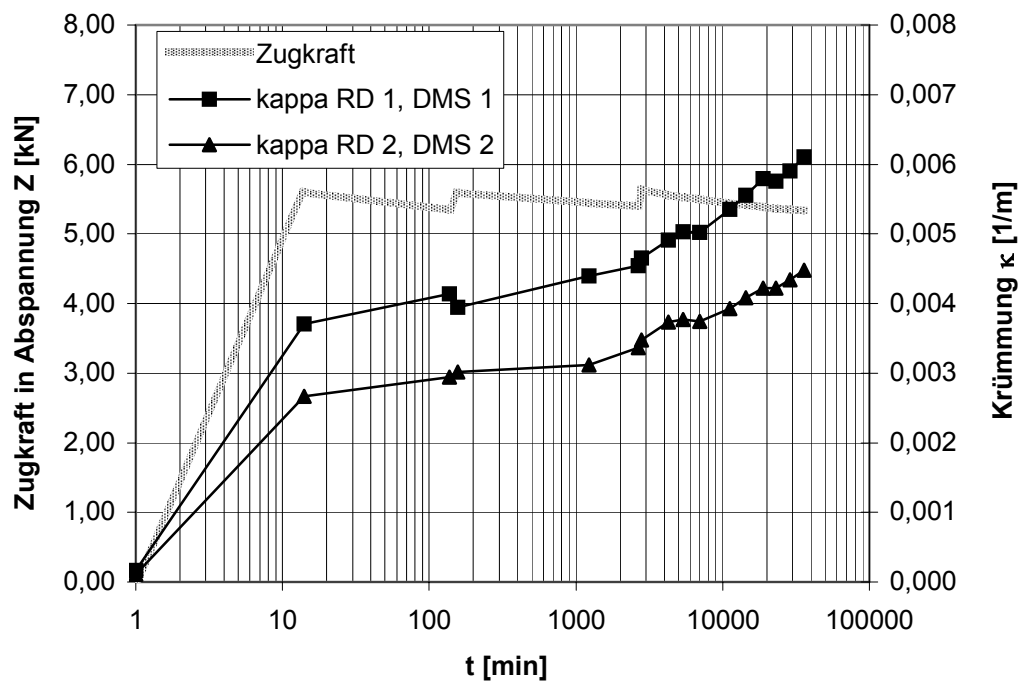


Bild E Dauer 13:

VK E 12/1: Gerechnete Krümmungen im Bereich der Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau I

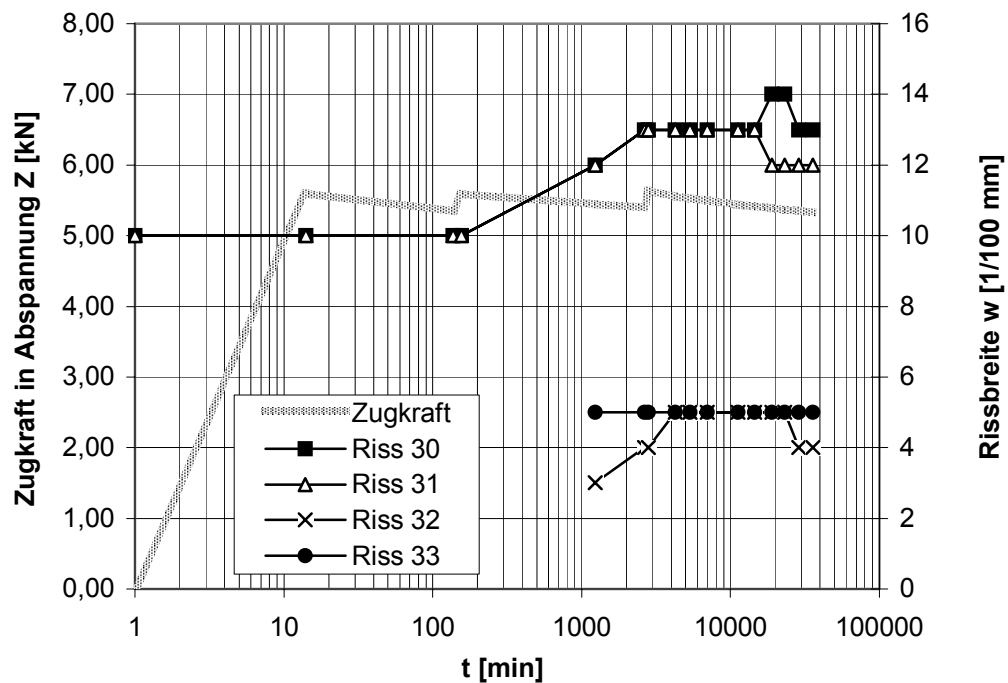


Bild E Dauer 14:

VK E 12/1: Rissbreiten und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau I

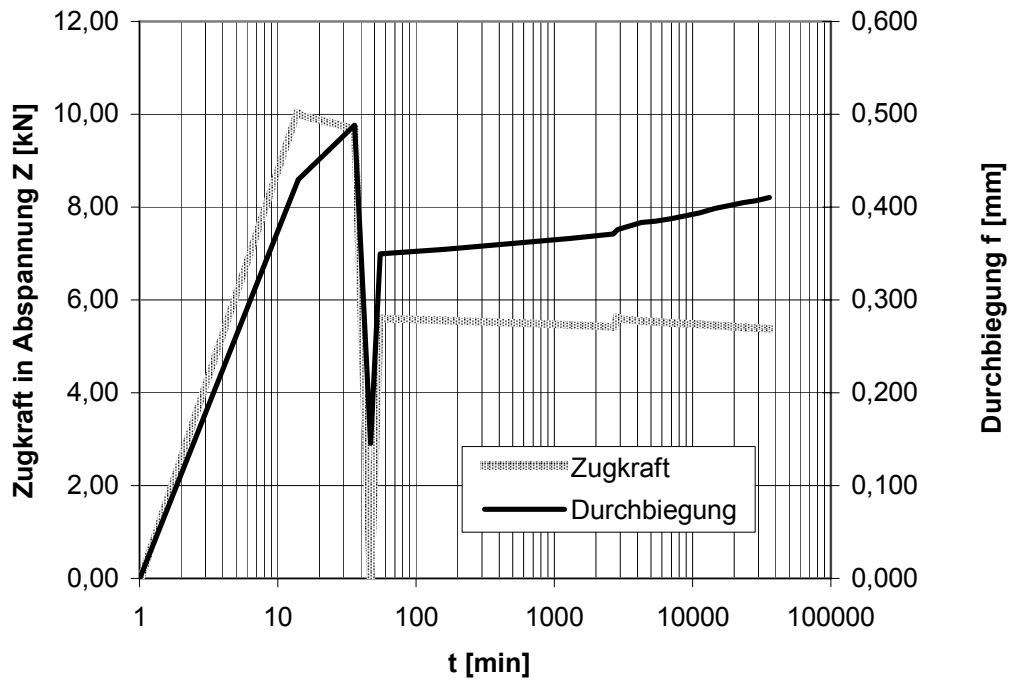


Bild E Dauer 15:

VK E 12/2: Durchbiegungen bezogen auf Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau I

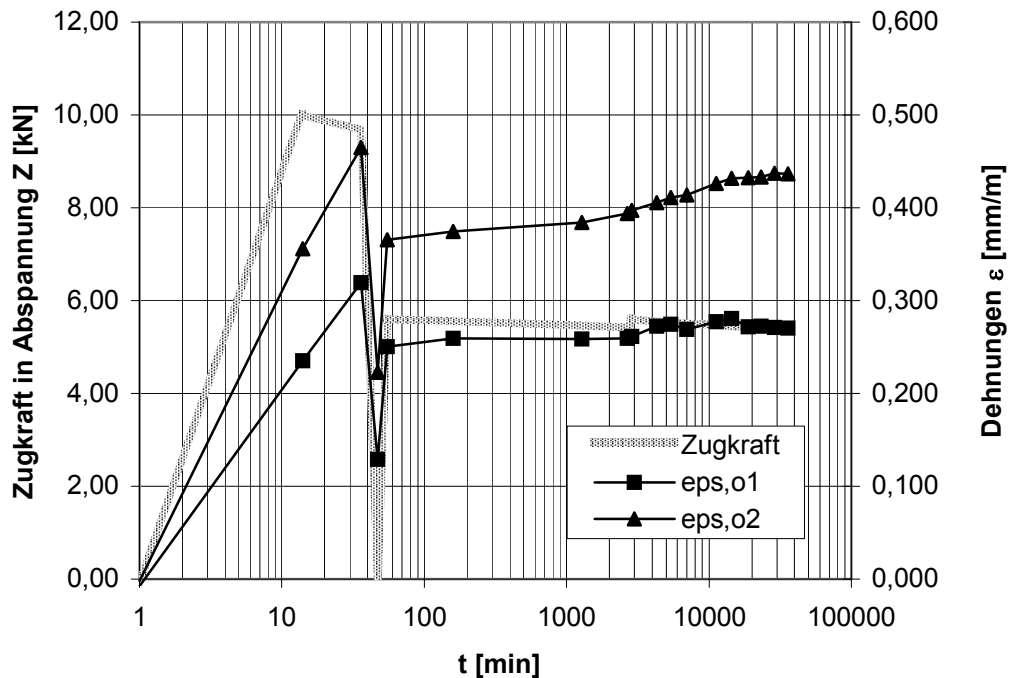


Bild E Dauer 16:

VK E 12/2: Gerechnete Dehnungen am oberen Betonrand im Bereich der Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau I

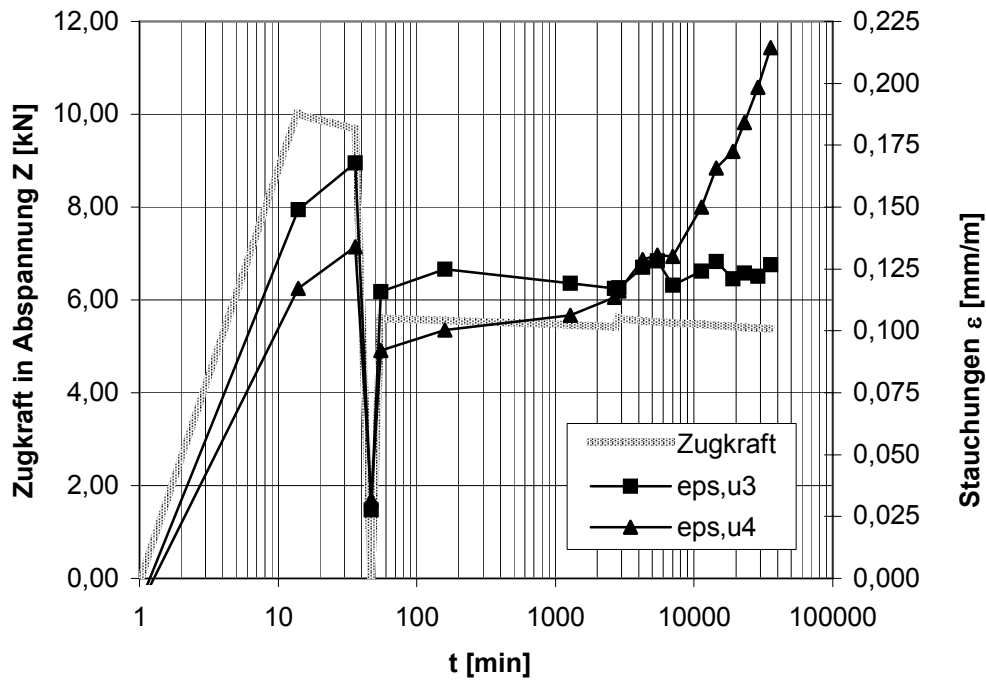


Bild E Dauer 17:

VK E 12/2: Gerechnete Stauchungen am unteren Betonrand im Bereich der Achse B (aus DMS 1 und DMS 2) und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau I

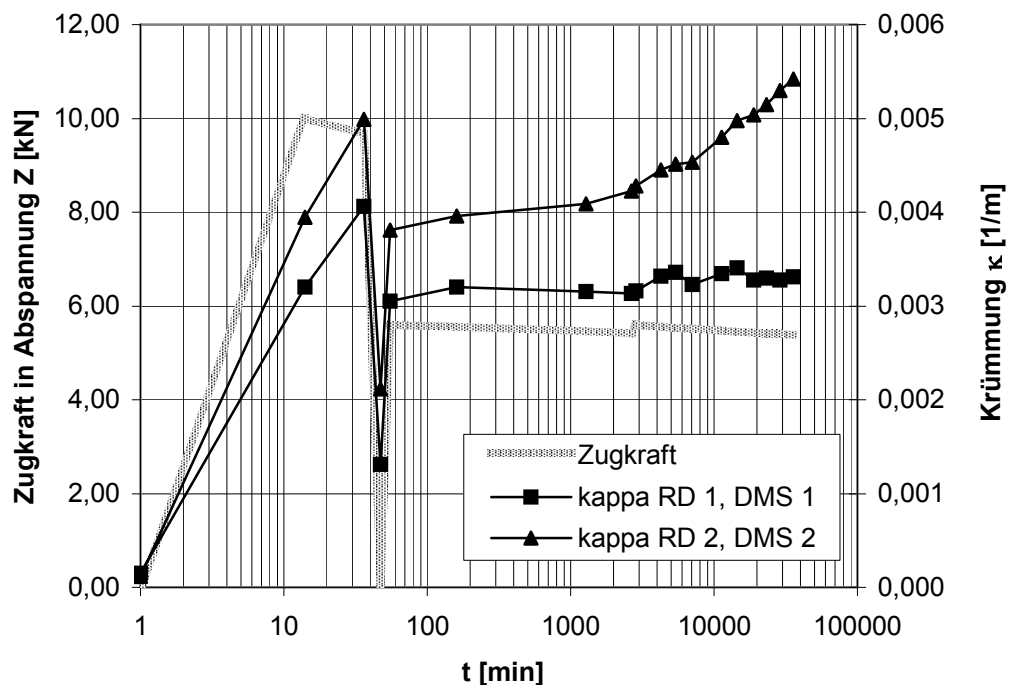


Bild E Dauer 18:

VK E 12/2: Gerechnete Krümmungen im Bereich der Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau I



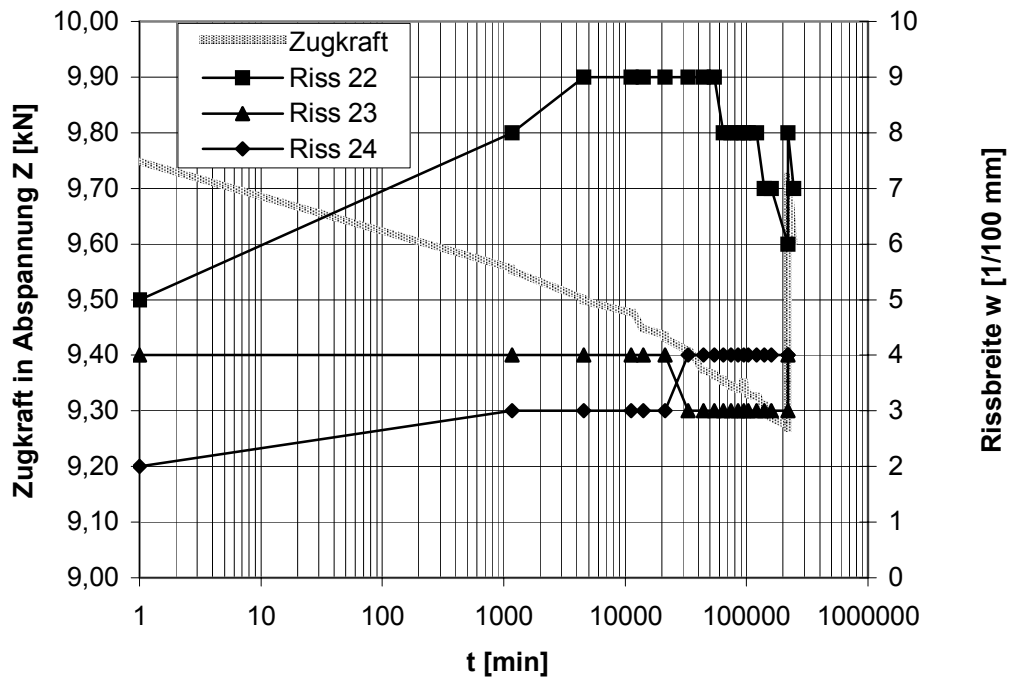


Bild E Dauer 19:

VK E 12/2: Rissbreiten und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau I

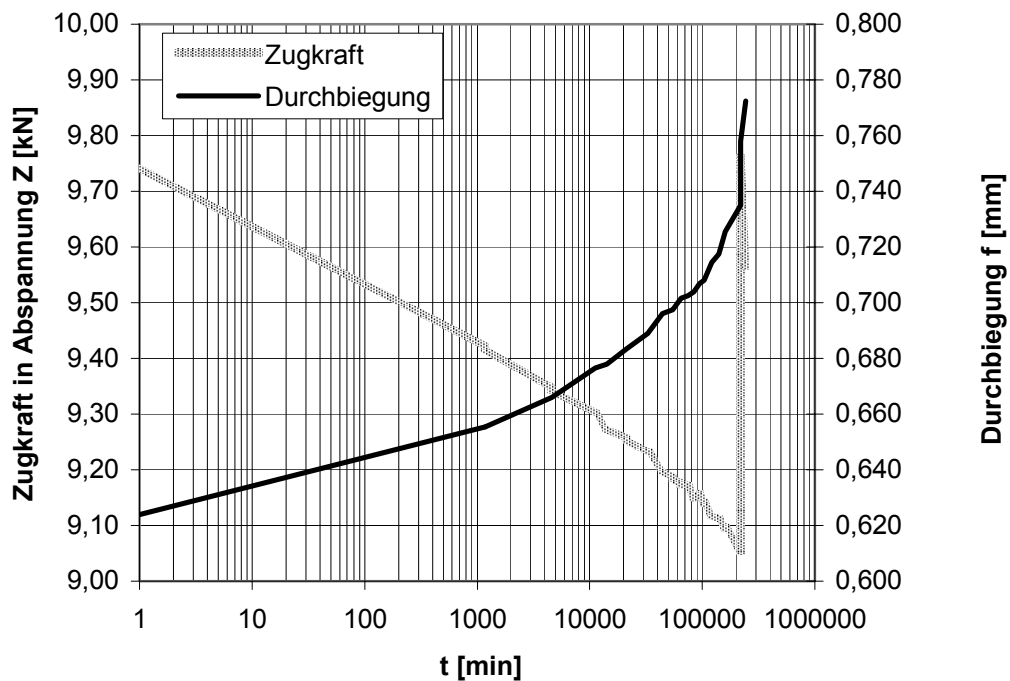


Bild E Dauer 20:

VK E 12/1: Gerechnete Dehnungen am oberen Betonrand im Bereich der Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau II

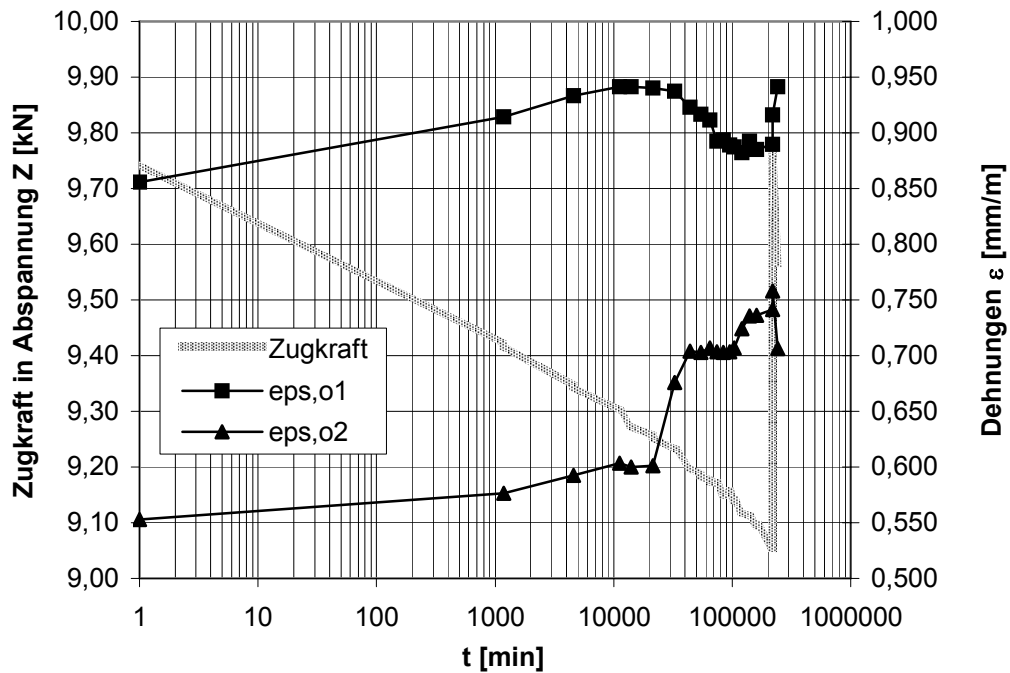


Bild E Dauer 21:

VK E 12/1: Gerechnete Dehnungen am oberen Betonrand im Bereich der Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau II

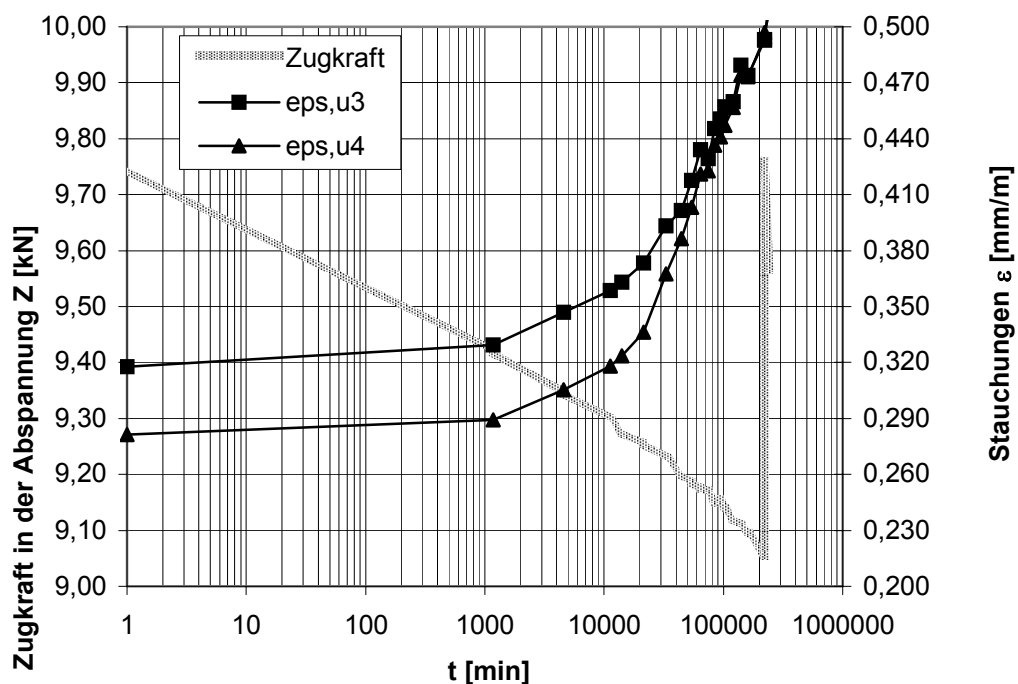


Bild E Dauer 22:

VK E 12/1: Gerechnete Stauchungen am unteren Betonrand im Bereich der Achse B (aus DMS 1 und DMS 2) und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau II

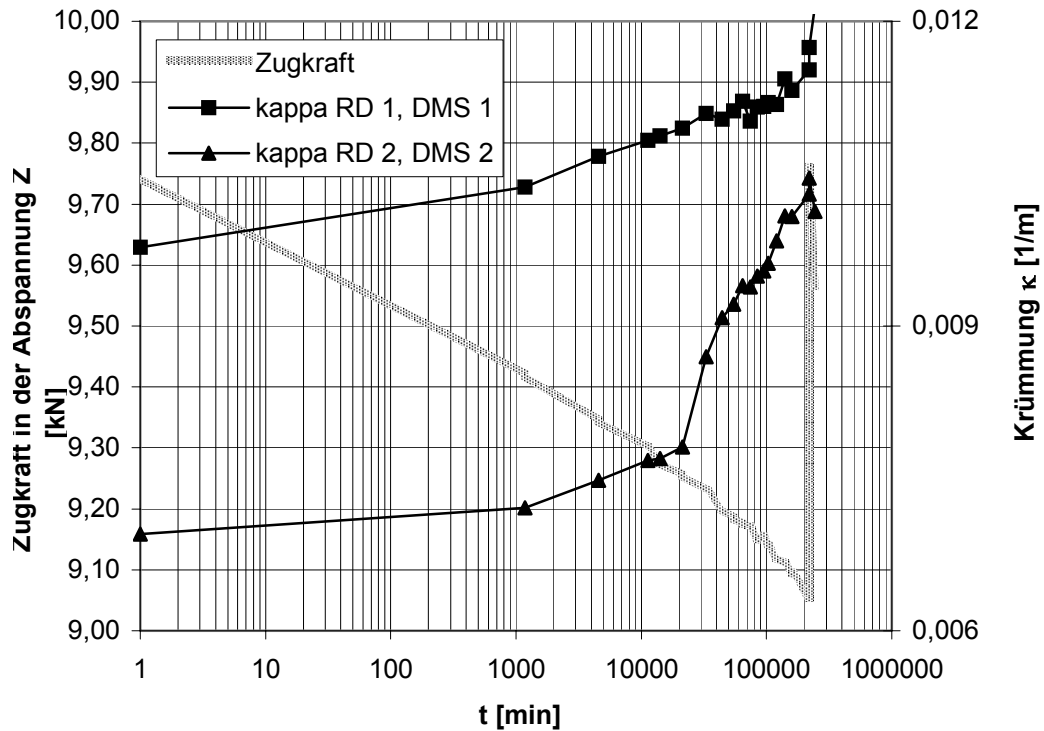


Bild E Dauer 23:

VK E 12/1: Gerechnete Krümmungen im Bereich der Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau II

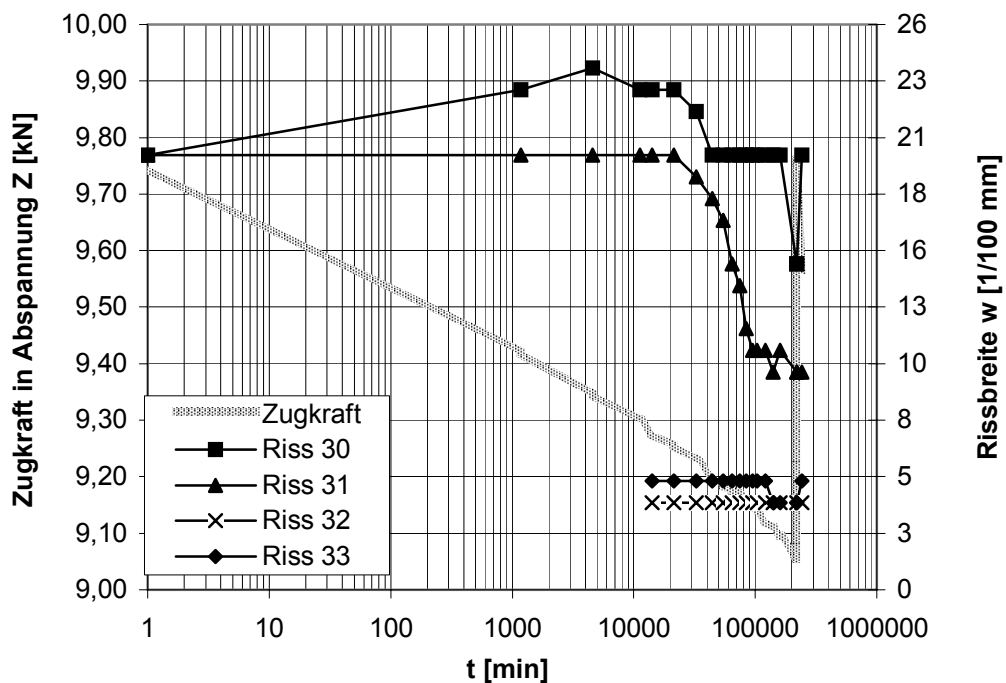


Bild E Dauer 24:

VK E 12/1: Rissbreiten und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau II

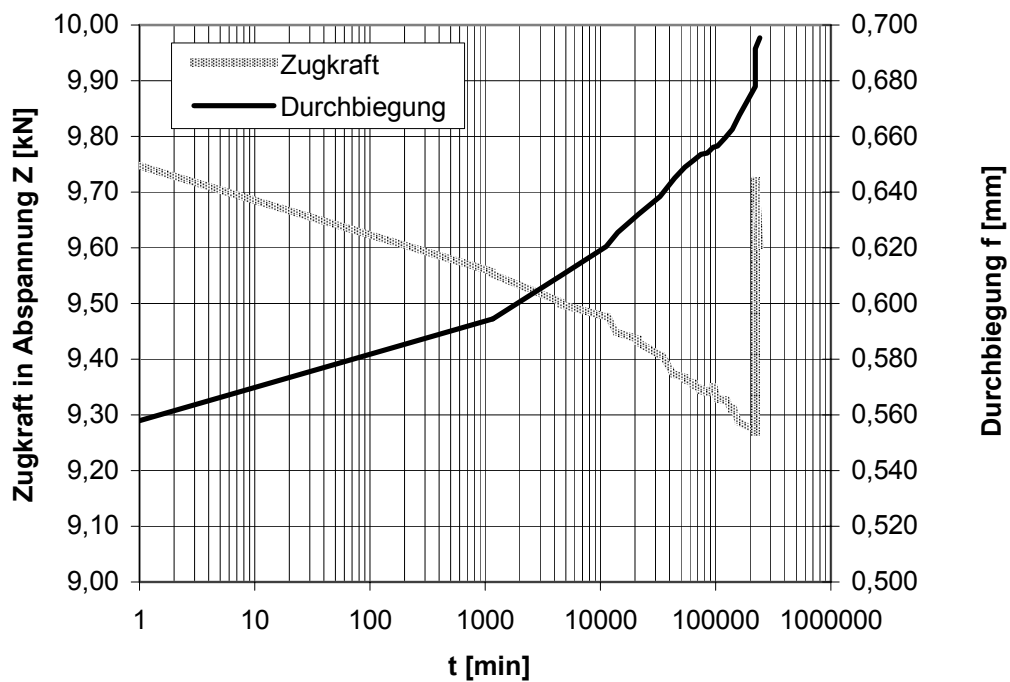


Bild E Dauer 25:

VK E 12/2: Durchbiegungen bezogen auf Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau II

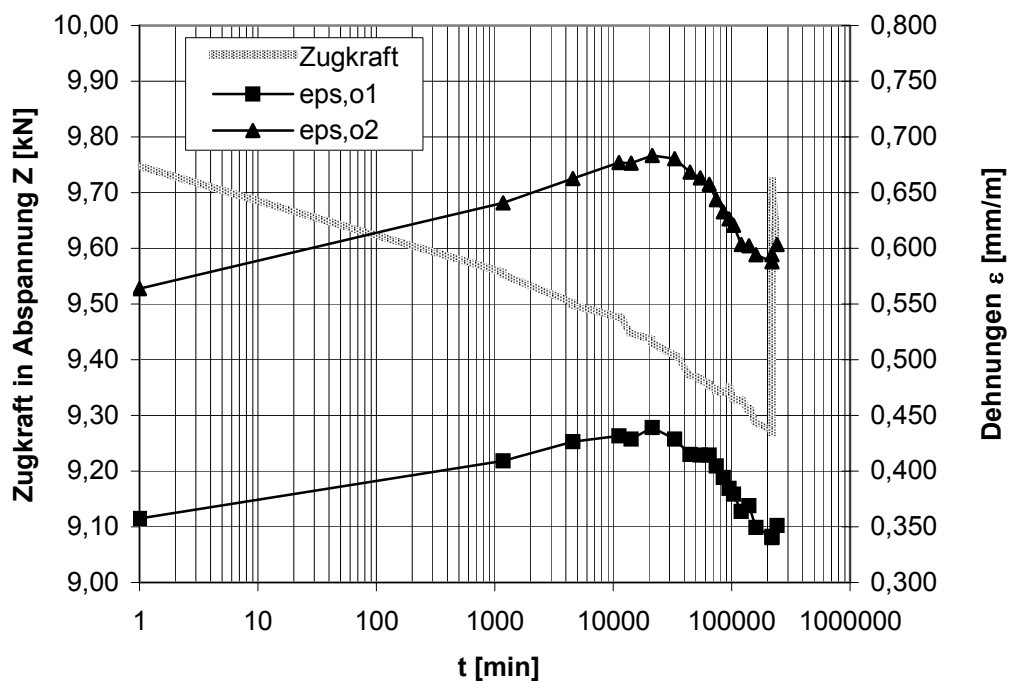


Bild E Dauer 26:

VK E 12/2: Gerechnete Dehnungen am oberen Betonrand im Bereich der Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau II

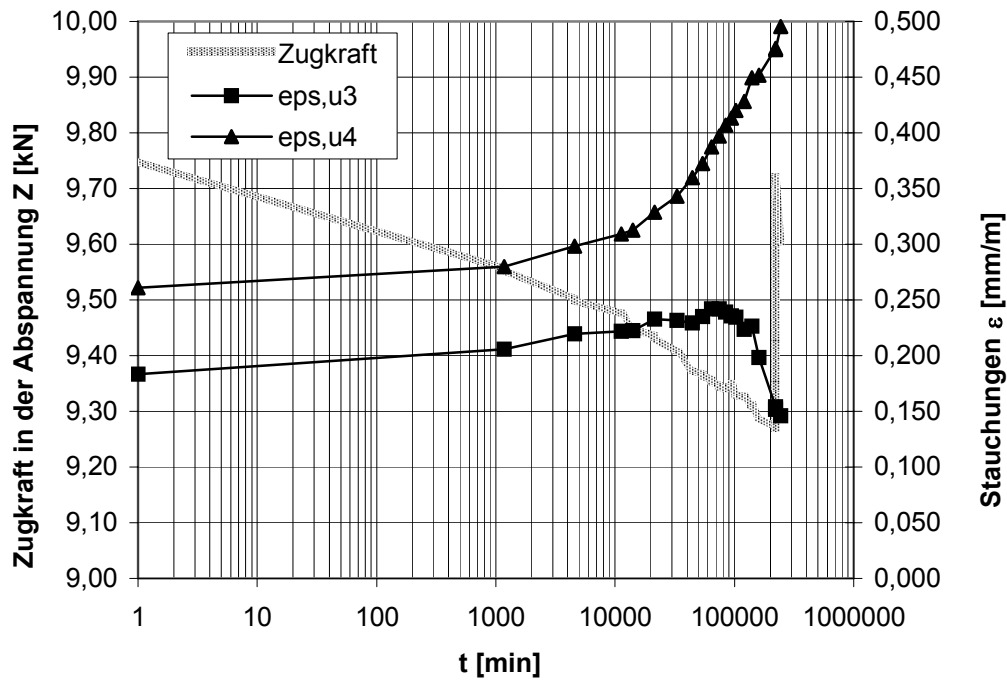


Bild E Dauer 27:

VK E 12/2: Gerechnete Stauchungen am unteren Betonrand im Bereich der Achse B (aus DMS 1 und DMS 2) und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau II

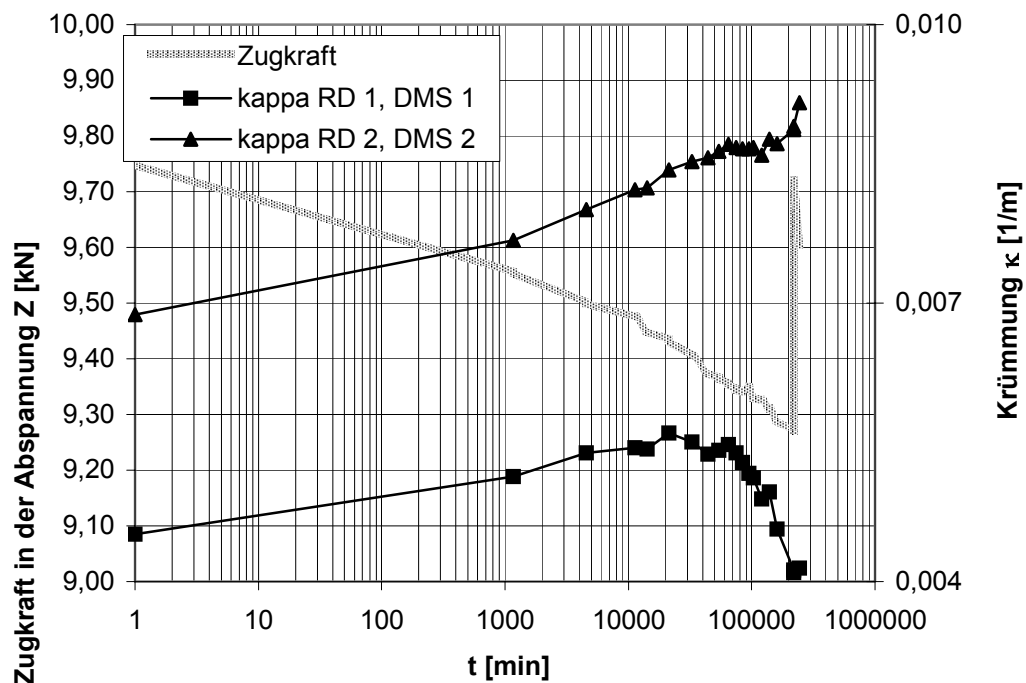


Bild E Dauer 28:

VK E 12/2: Gerechnete Krümmungen im Bereich der Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau II

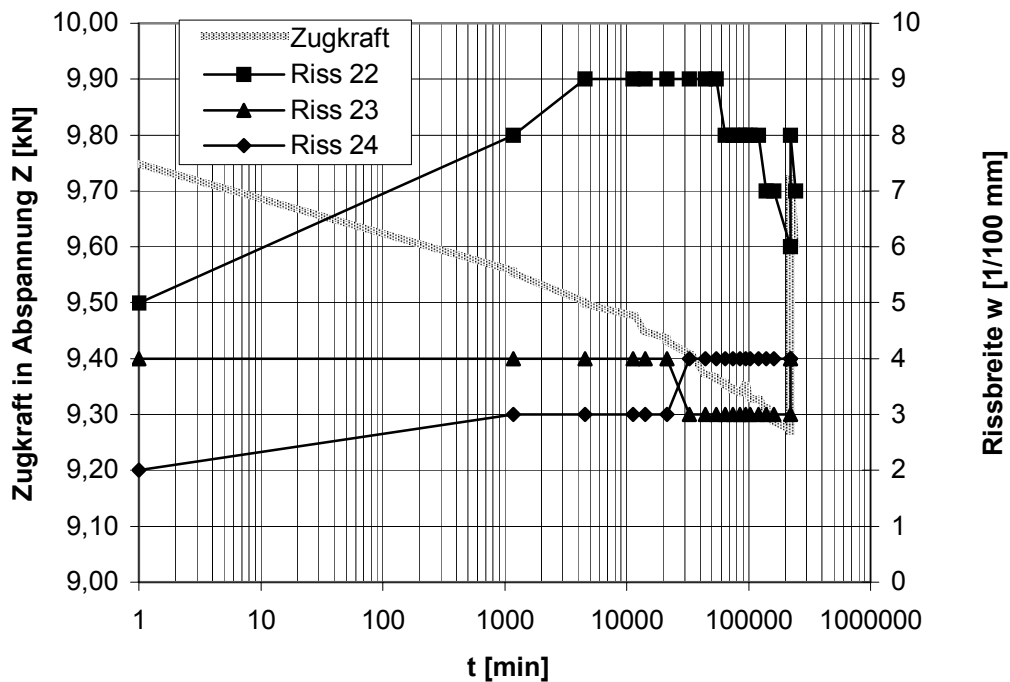


Bild E Dauer 29:

VK E 12/2: Rissbreiten und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer, Lastniveau II

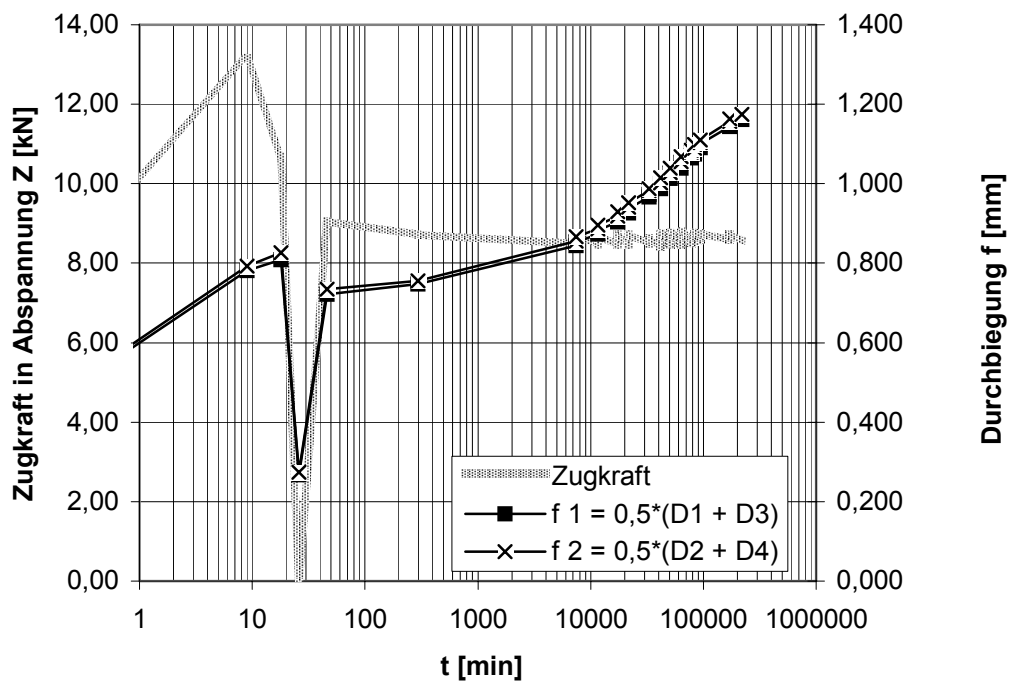


Bild E Dauer 30:

VK E 26/1: Durchbiegungen bezogen auf Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer

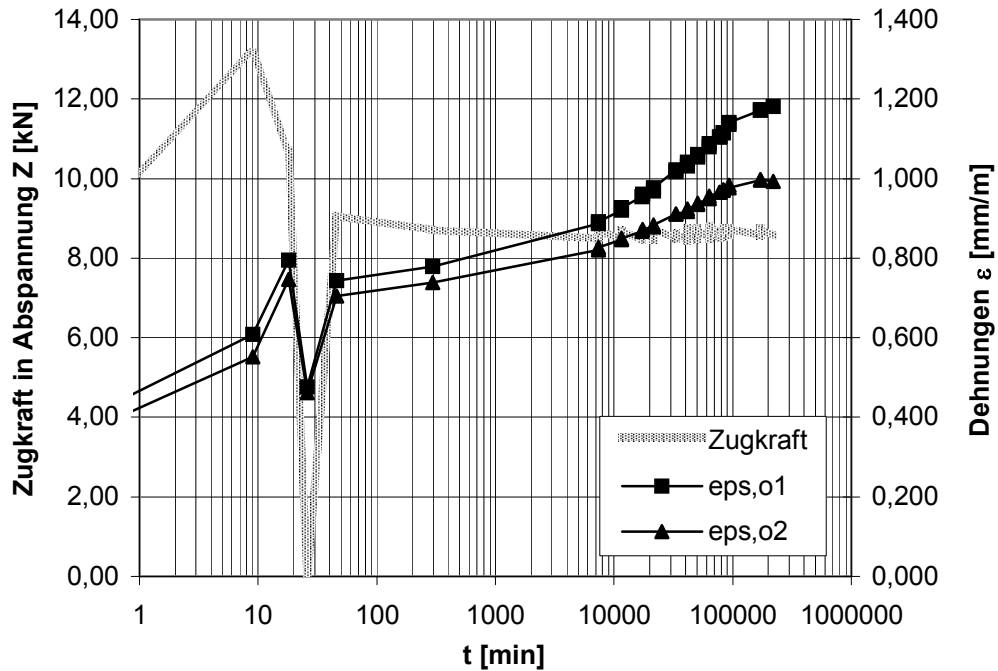


Bild E Dauer 31:

VK E 26/1: Gerechnete Dehnungen am oberen Betonrand im Bereich der Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer

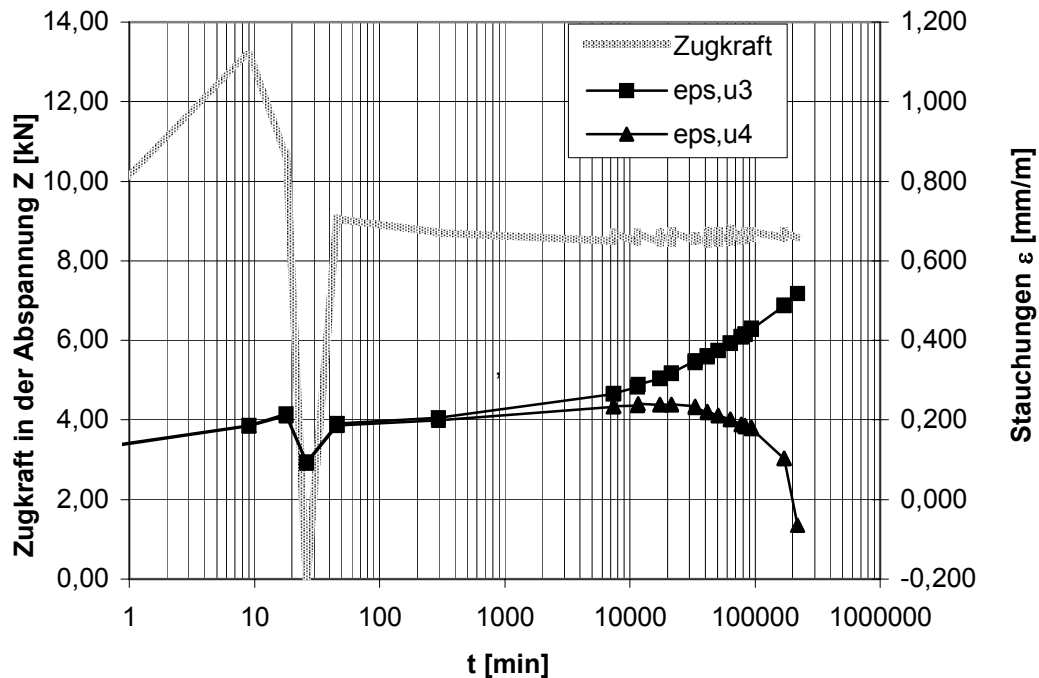


Bild E Dauer 32:

VK E 26/1: Gerechnete Stauchungen am unteren Betonrand im Bereich der Achse B (aus DMS 1 und DMS 2) und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer

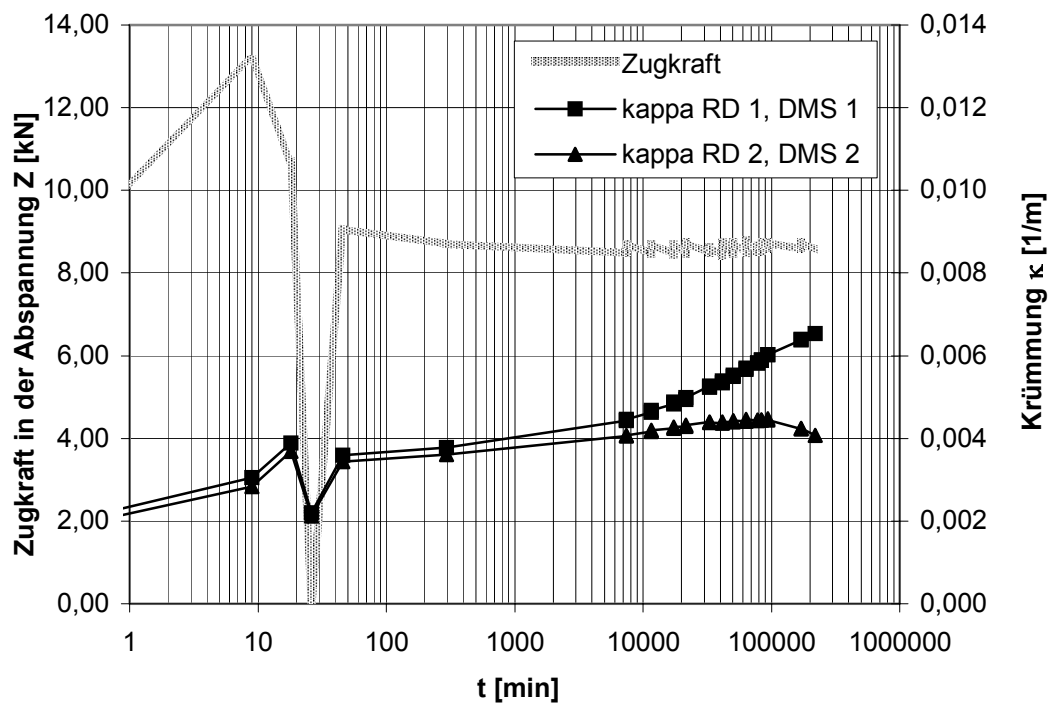


Bild E Dauer 33:

VK E 26/1: Gerechnete Krümmungen im Bereich der Achse B und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer

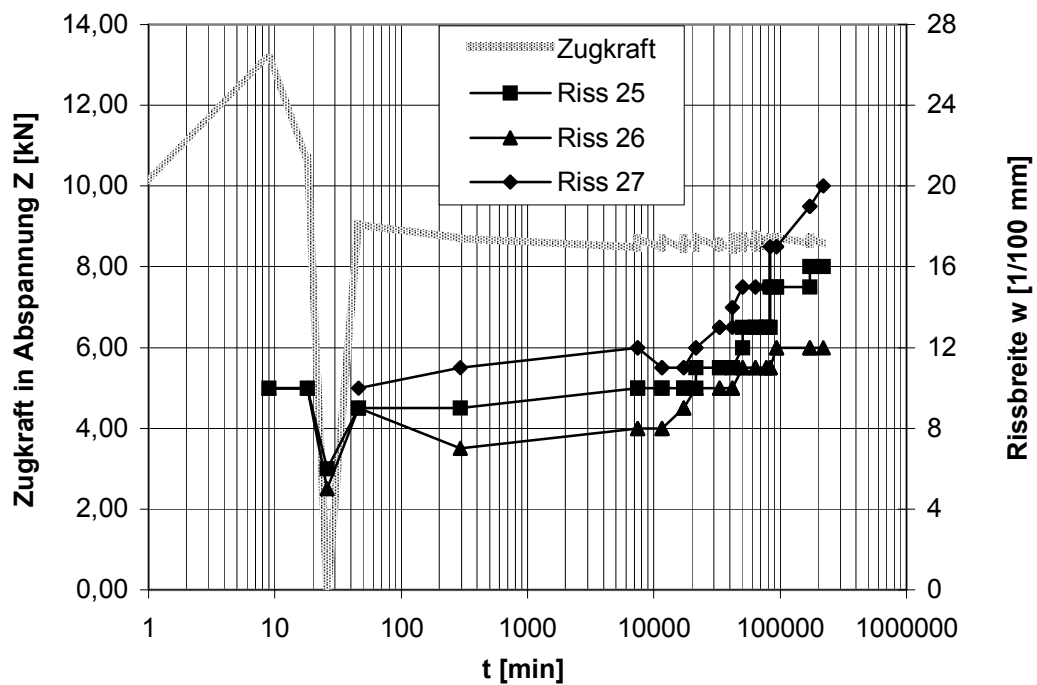


Bild E Dauer 34:

VK E 26/1: Rissbreiten und gemessene Zugkräfte dargestellt über die Belastungsdauer



## A7 Anhang Reihe E Bruch

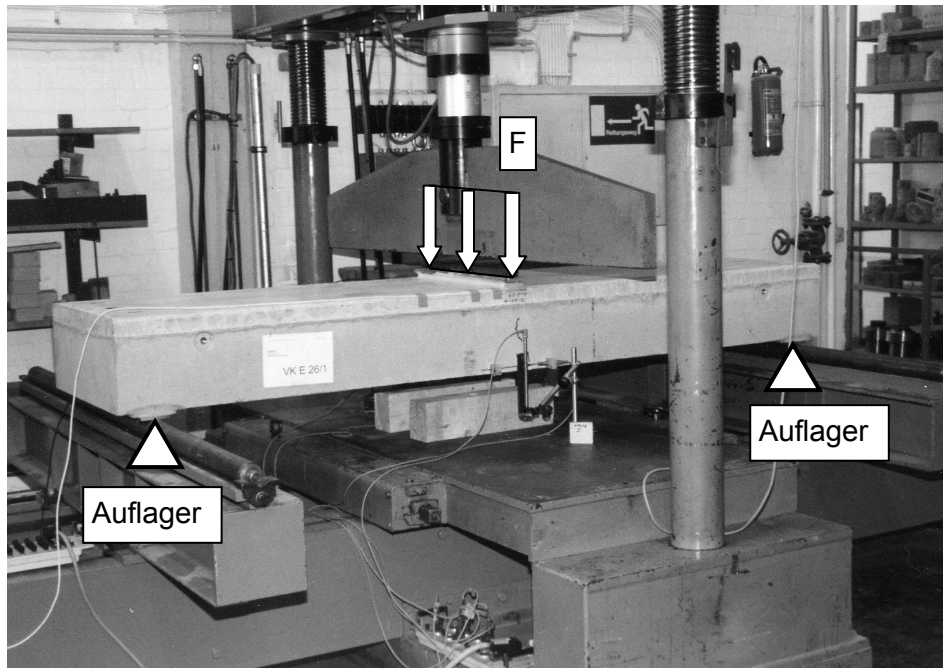


Bild E Bruch 1:  
Reihe E Bruch: Versuchsaufbau

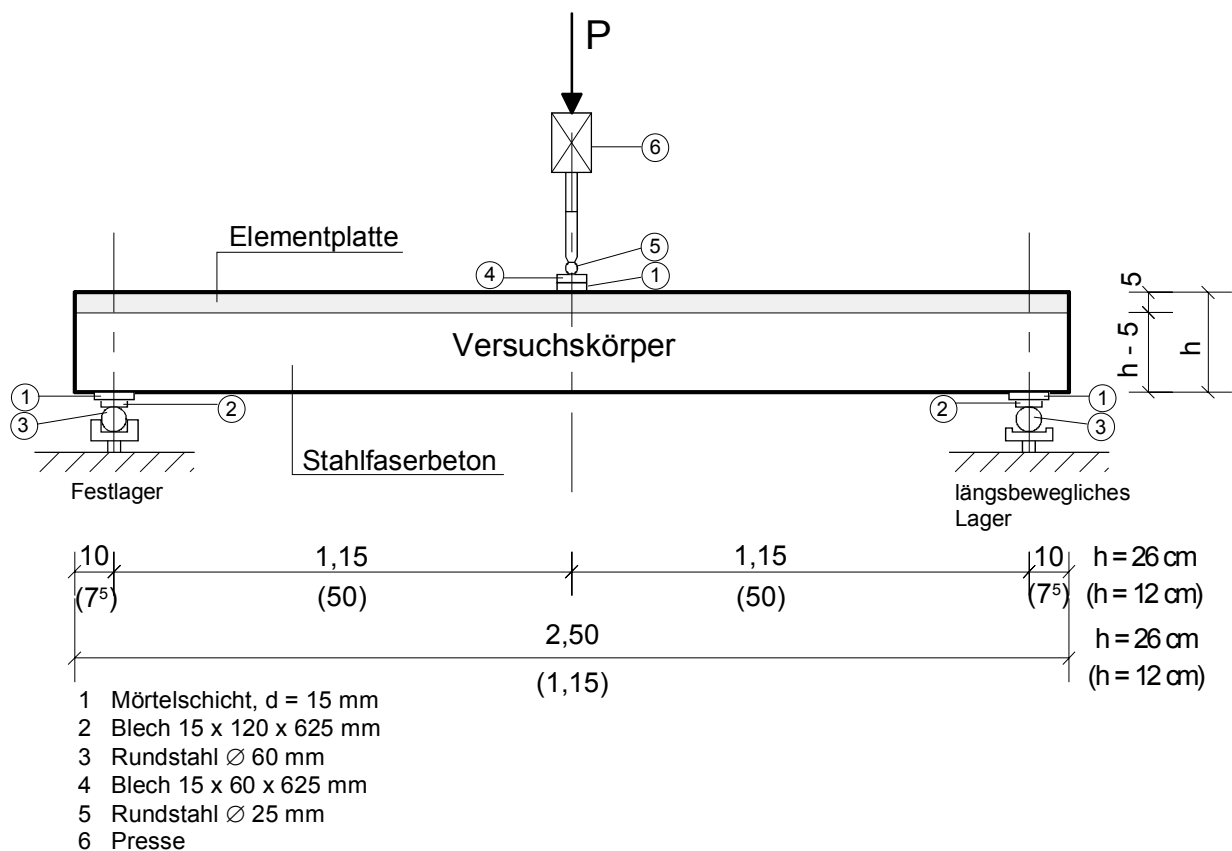
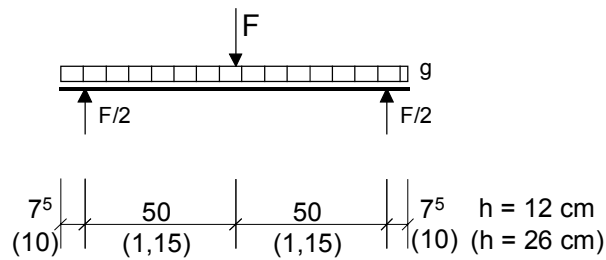
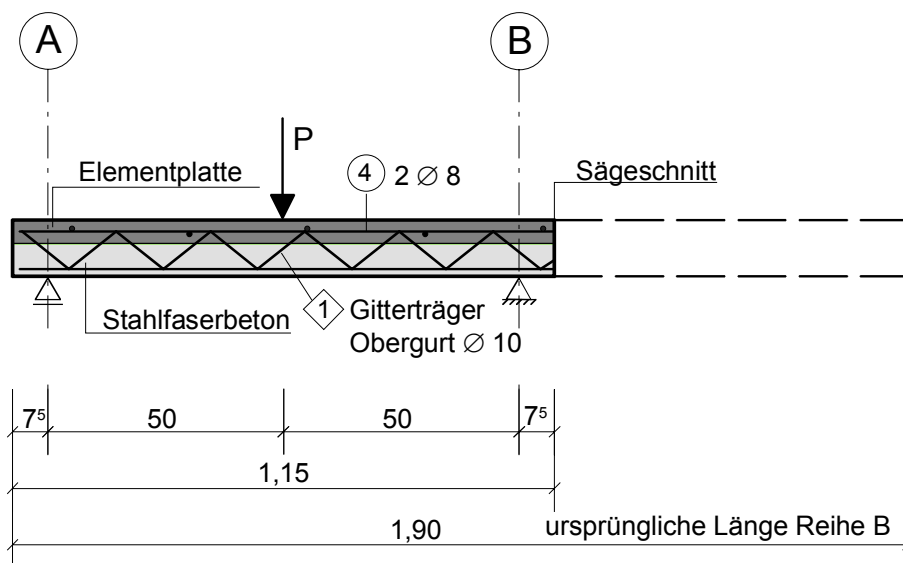


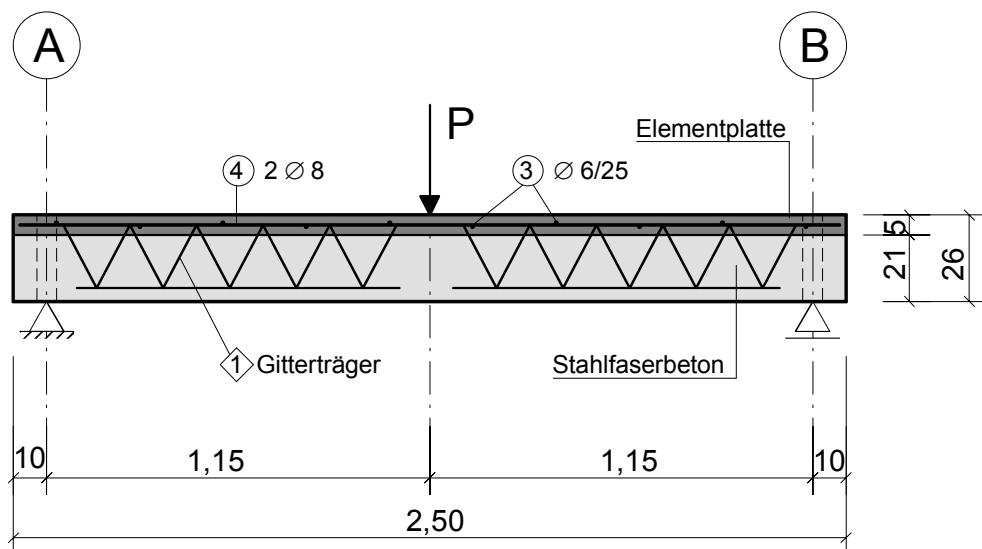
Bild E Bruch 2:  
Reihe E Bruch: Systemskizze, Versuchsaufbau



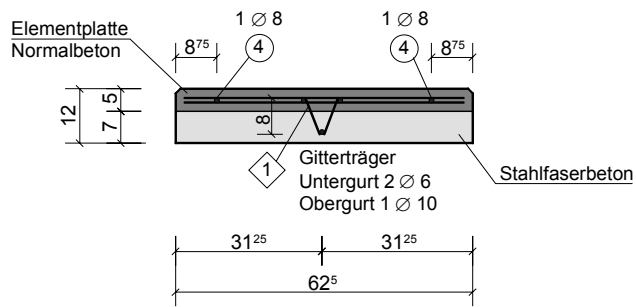
**Bild E Bruch 3:**  
**Reihe E Bruch: Statisches System Versuchskörper**



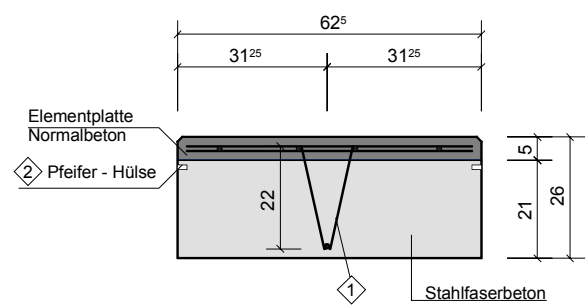
**Bild E Bruch 4:**  
**VK E 1/1 und VK E12/2: Bewehrungsskizze für  $h = 12$  cm**



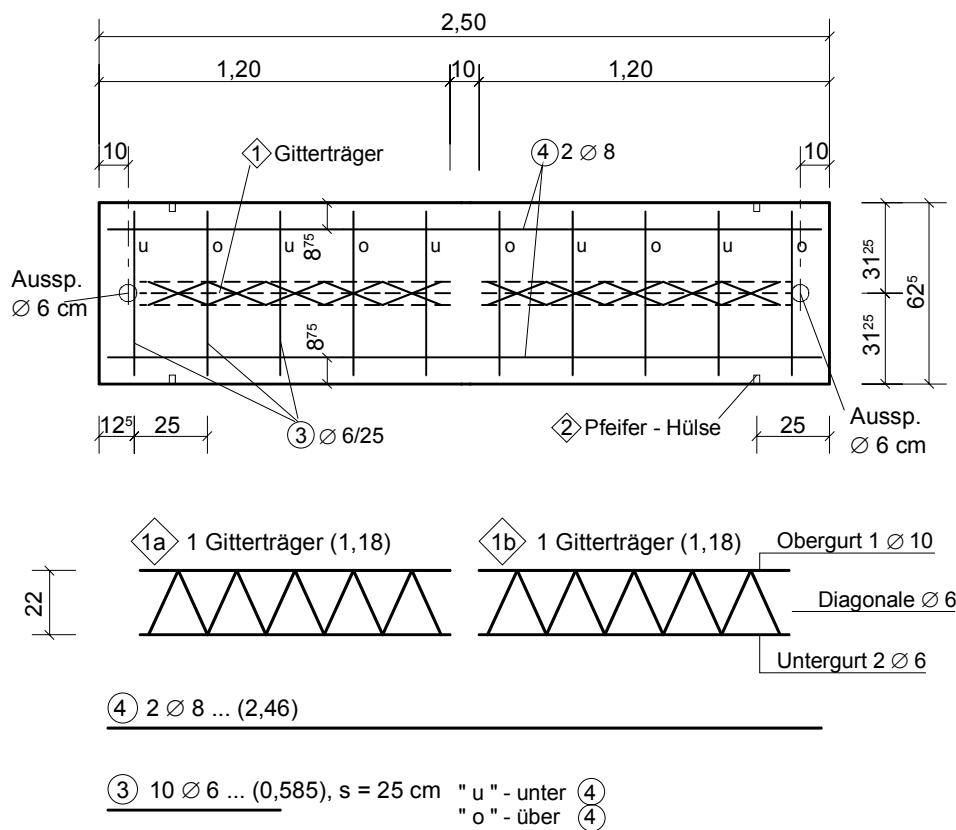
**Bild E Bruch 5:**  
**VK E 26/1: Bewehrungsskizze für  $h = 26$  cm**



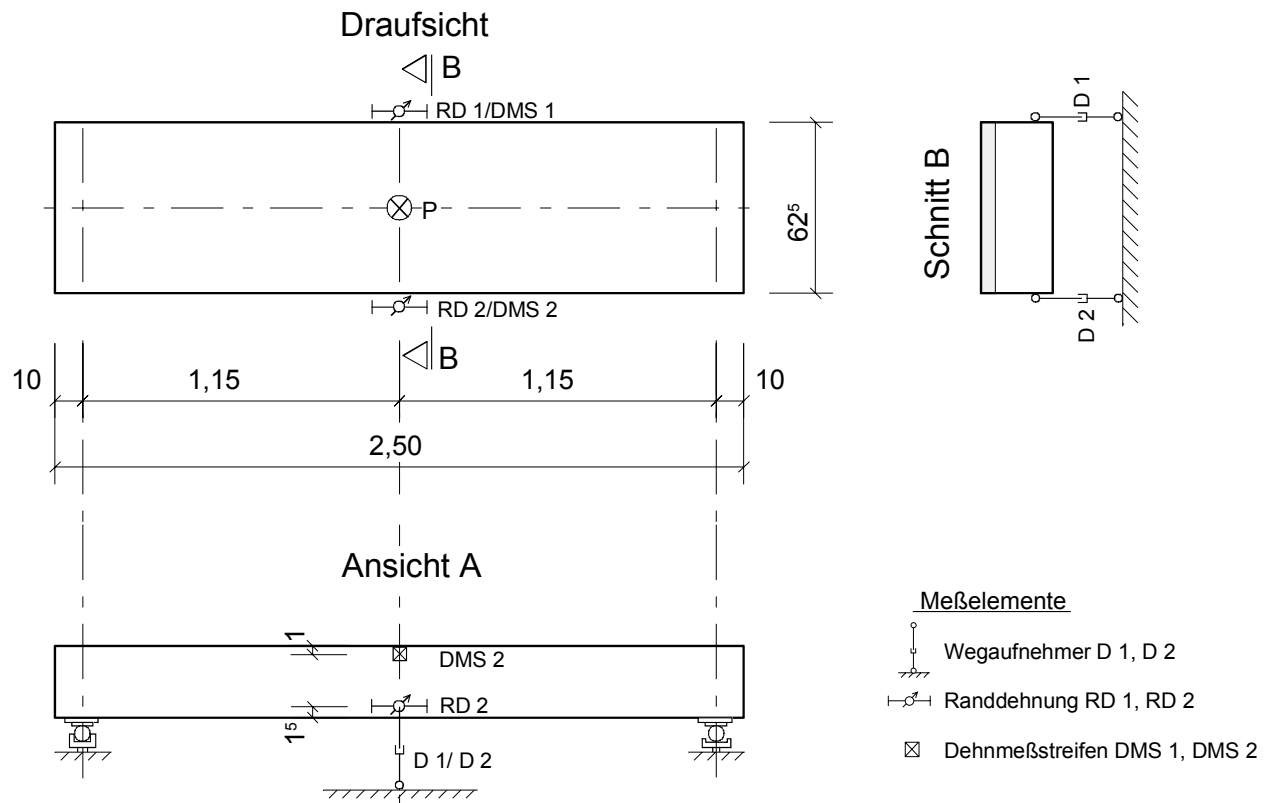
**Bild E Bruch 6:**  
VK E 12/1 und VK E 12/2:  
Bewehrungsskizze Querschnitt



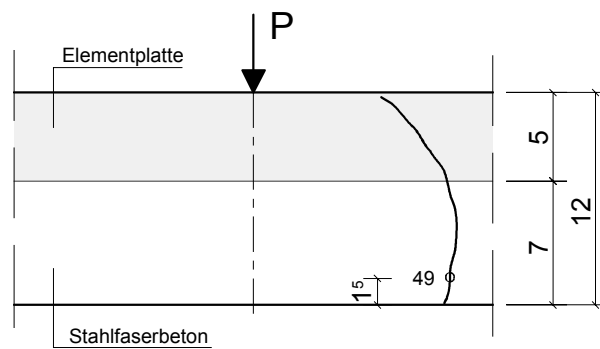
**Bild E Bruch 7:**  
VK E 26/1:  
Bewehrungsskizze Querschnitt



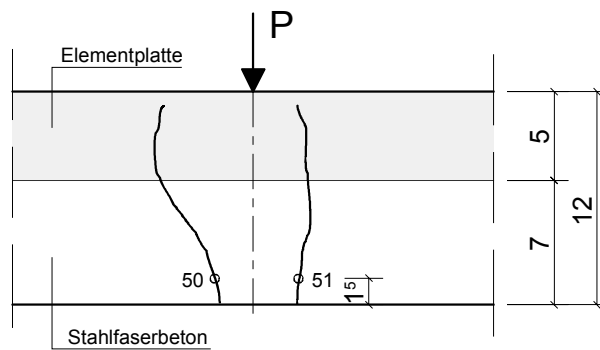
**Bild E Bruch 8:**  
VK E 26/1: Bewehrungsskizze Draufsicht für h = 26cm



**Bild E Bruch 9:**  
**VK E26/1: Anordnung der Messstellen**



**Bild E Bruch 10:**  
**VK E 12/1: Rissbild**



**Bild E Bruch 11:**  
**VK E 12/2: Rissbild**

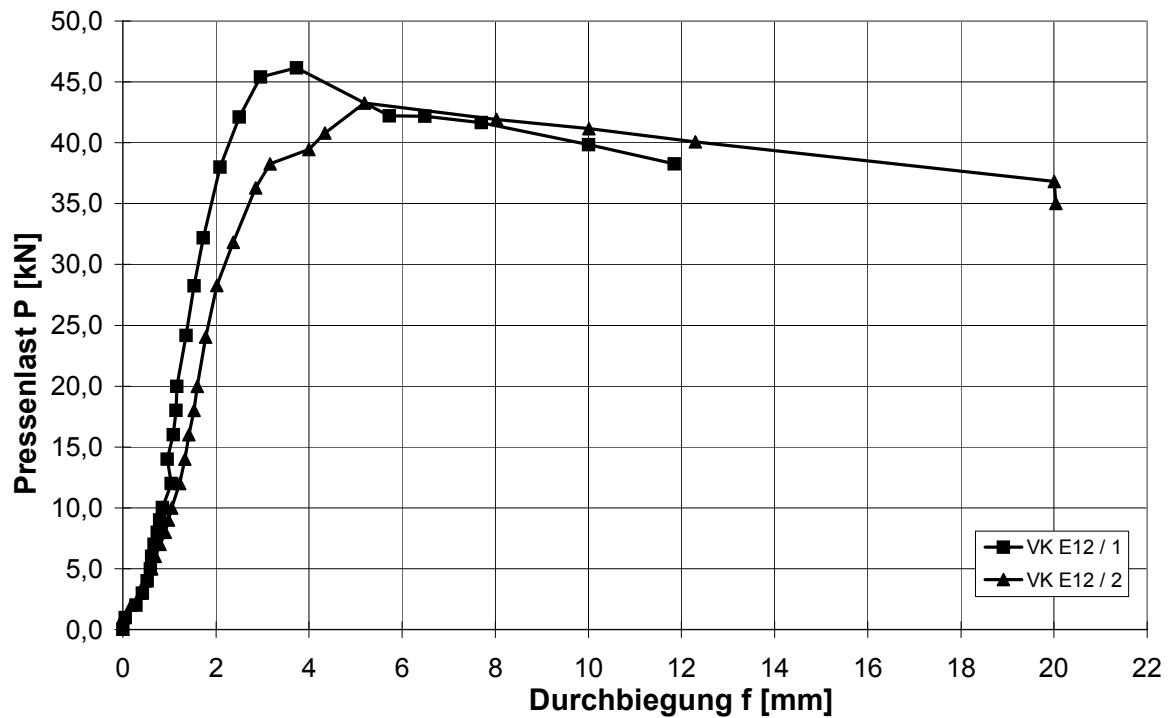


Bild E Bruch 12:  
VK E 12/1 und 12/2: Durchbiegungen in Feldmitte

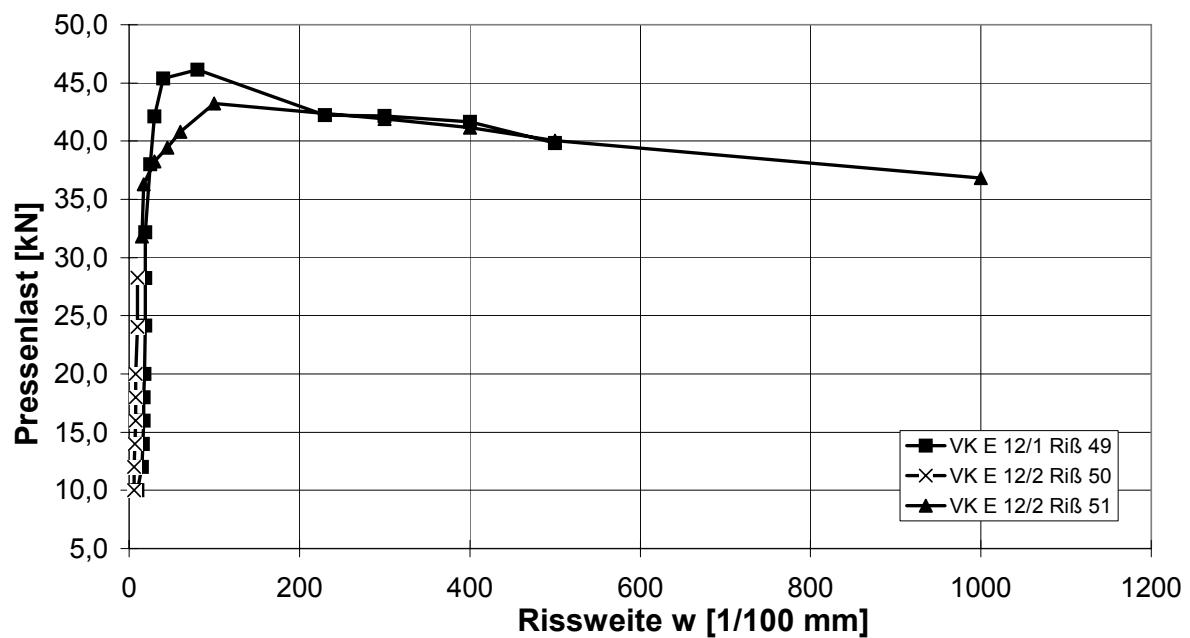


Bild E Bruch 13:  
VK E 12/1 und 12/2: Rissbreiten

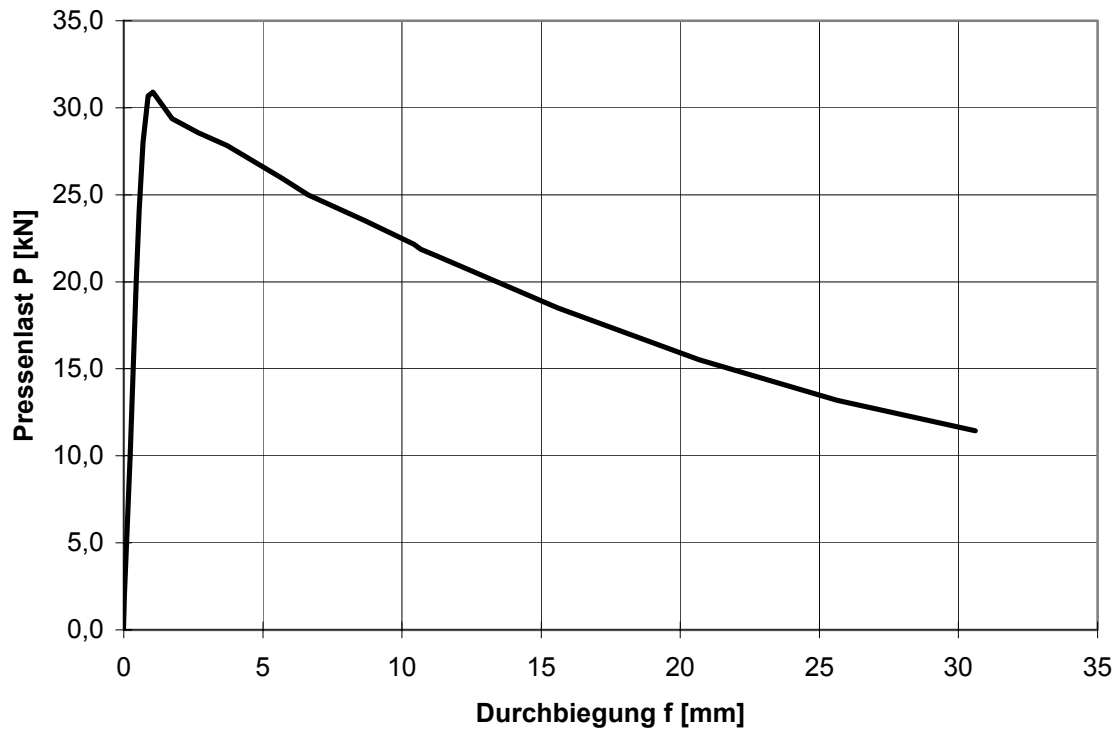


Bild E Bruch 14:  
VK E 26/1: Durchbiegungen in Feldmitte

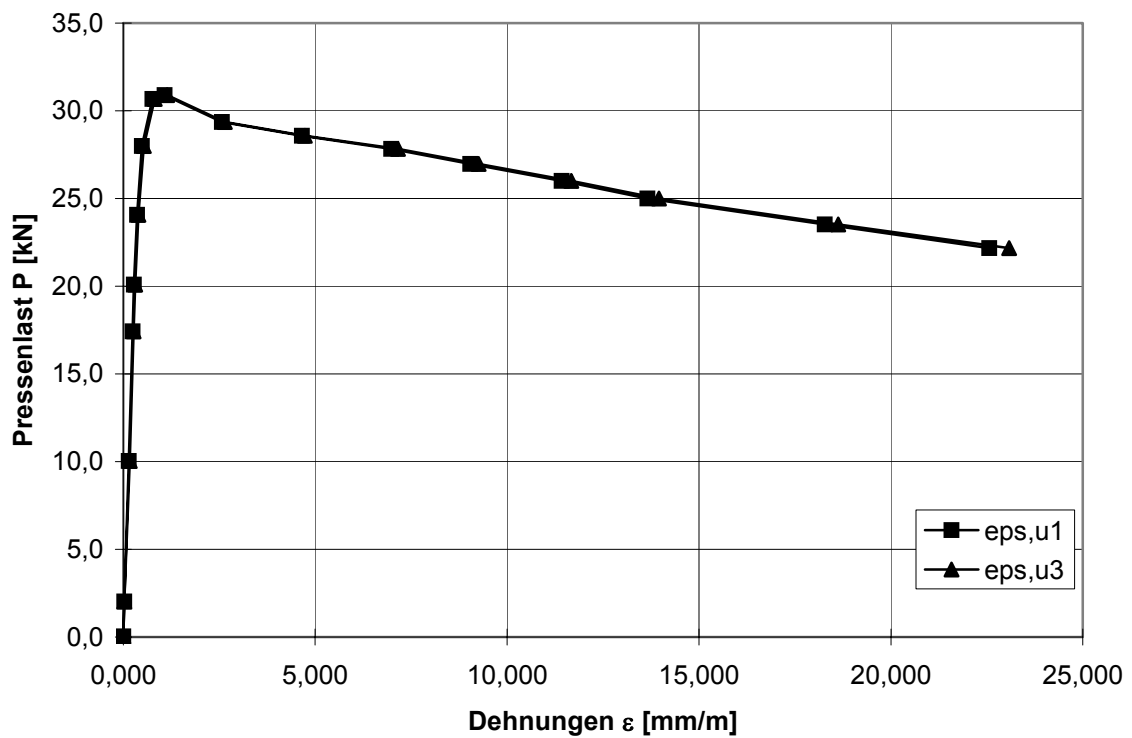


Bild E Bruch 15:  
VK E 26/1: Dehnungen am unteren Betonrand in Feldmitte

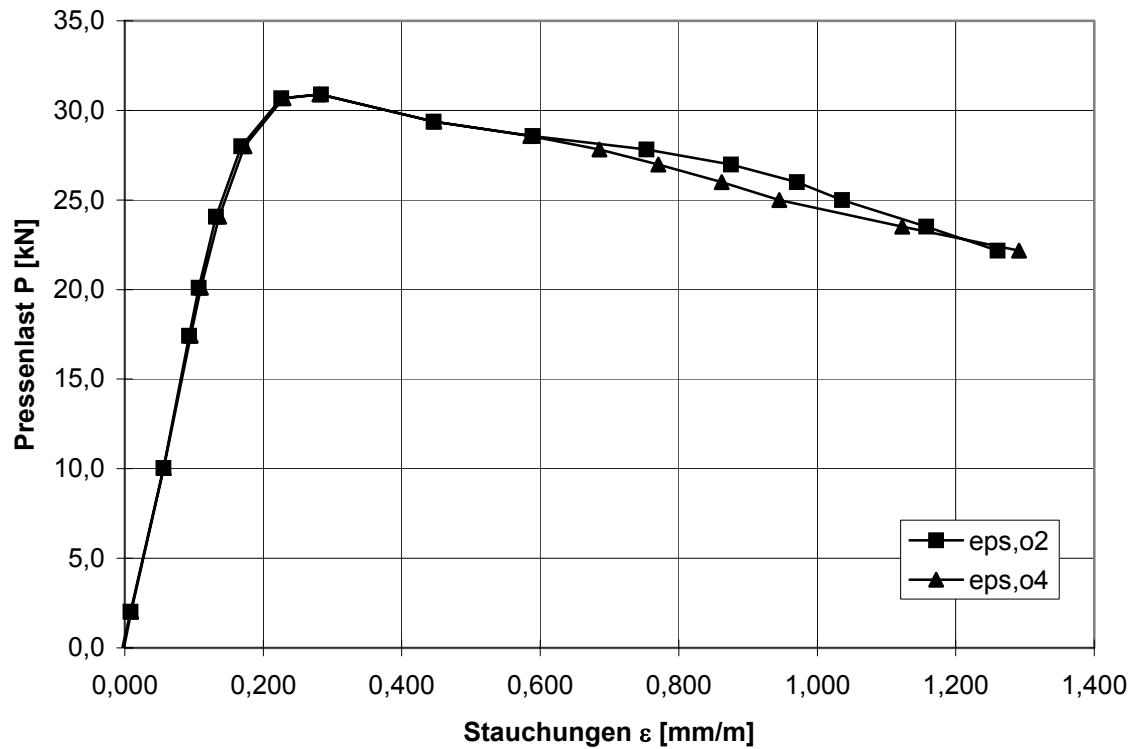


Bild E Bruch 16:

VK E 26/1: Stauchungen am oberen Betonrand in Feldmitte

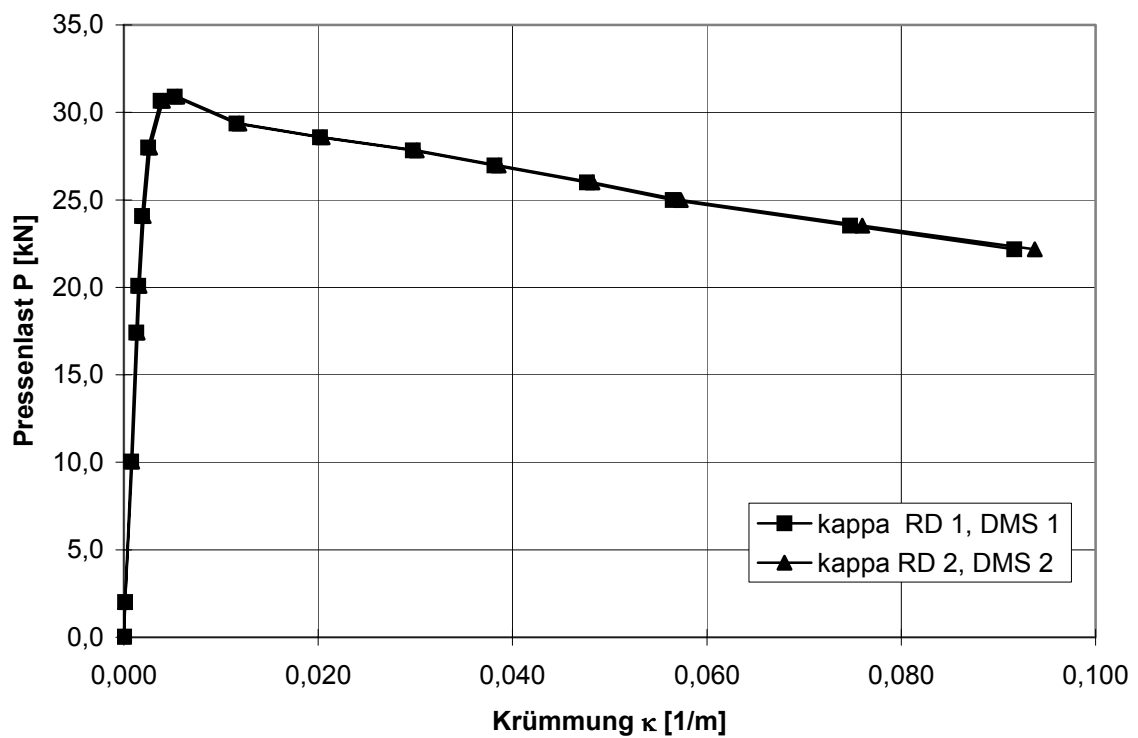


Bild E Bruch 17:

VK E 26/1: Krümmungen in Feldmitte